

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de génie civil**



# MEMOIRE

## de fin d'études



**En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil**  
**Option : Construction Civil et Industrielle (C.C.I)**

**Thème :**  
**Calcul d'un bâtiment R+6 +2 étages en attique + 2 sous-sols**  
**à usages multiple et ossature mixte.**  
**Étudié avec le logiciel ETABS**



**Etudié par :**

- Mr. HAMMOUM Messinssa**
- Mr. SI AHMED Nabil**

**Dirigé par :**

- Mr. GHOUILEM**

**Promotion: 2021/2022**

# Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.

Nous tenons encore à remercier notre promoteur Mr GHUILLEM qui nous a guidés durant cette période du travail.

*Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin d'étude, nos amis de nous avoir aidé. Le personnel de la bibliothèque de génie civil.*

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*- Mes chers parents qui n'ont jamais cessé de me soutenir et de m'encourager durant toute ma vie . Qu'ils trouvent ici mon témoignage de ma profonde reconnaissance.*

*- Mon très cher frère 'NASSIM' qui est le pilier et le guide de ma réussite, celui à qui je dois tout. Sa femme 'KAHINA' qui est pour moi la grande sœur que je n'ai jamais eu.*

*- Le petit ange 'MAYA-KAISSA'*

*- Tous mes proches sans exception.*

*- Tous mes ami(e)s.*

**MESSINSA**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mon père qui pour moi est un modèle à suivre.*

*A ma mère pour tous les encouragements et le réconfort qu'elle a su m'apporter.*

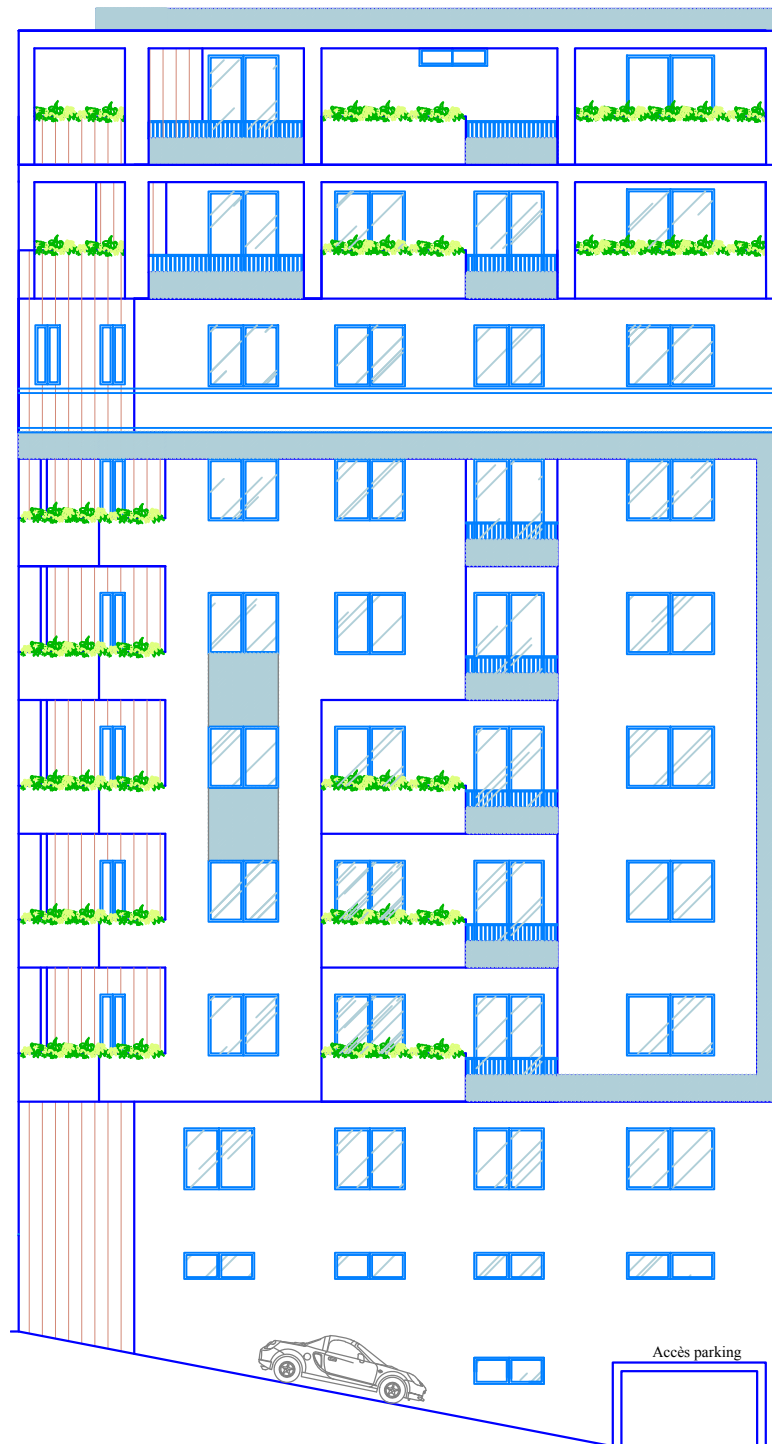
*A mes sœurs et mon frère pour la fraternité qui nous unit.*

*A ma fiancée qui me rend la vie douce.*

*A tous mes proches et amis.*

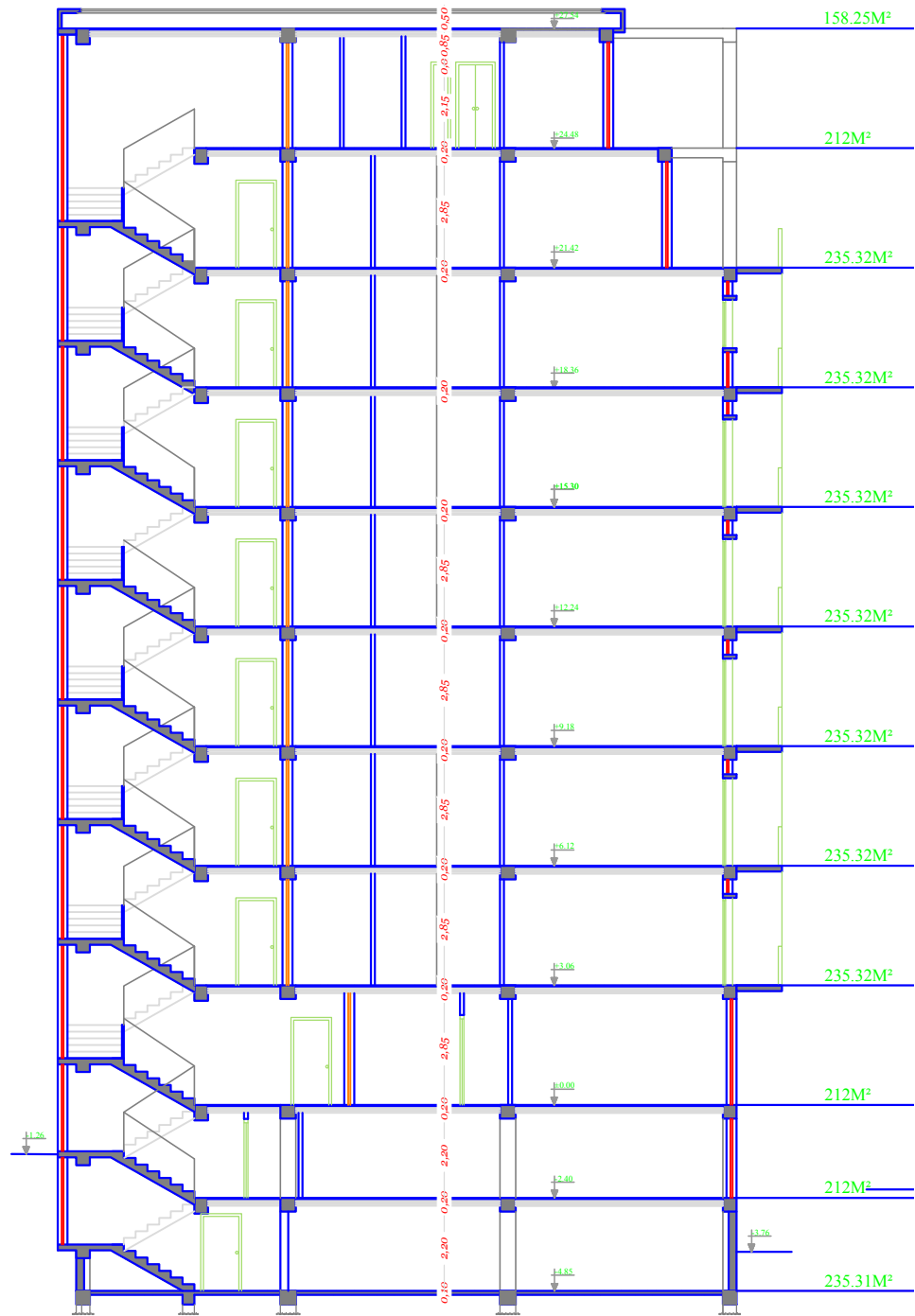
*A tous ceux qui ont un jour pu m'aider.*

*NABIL*

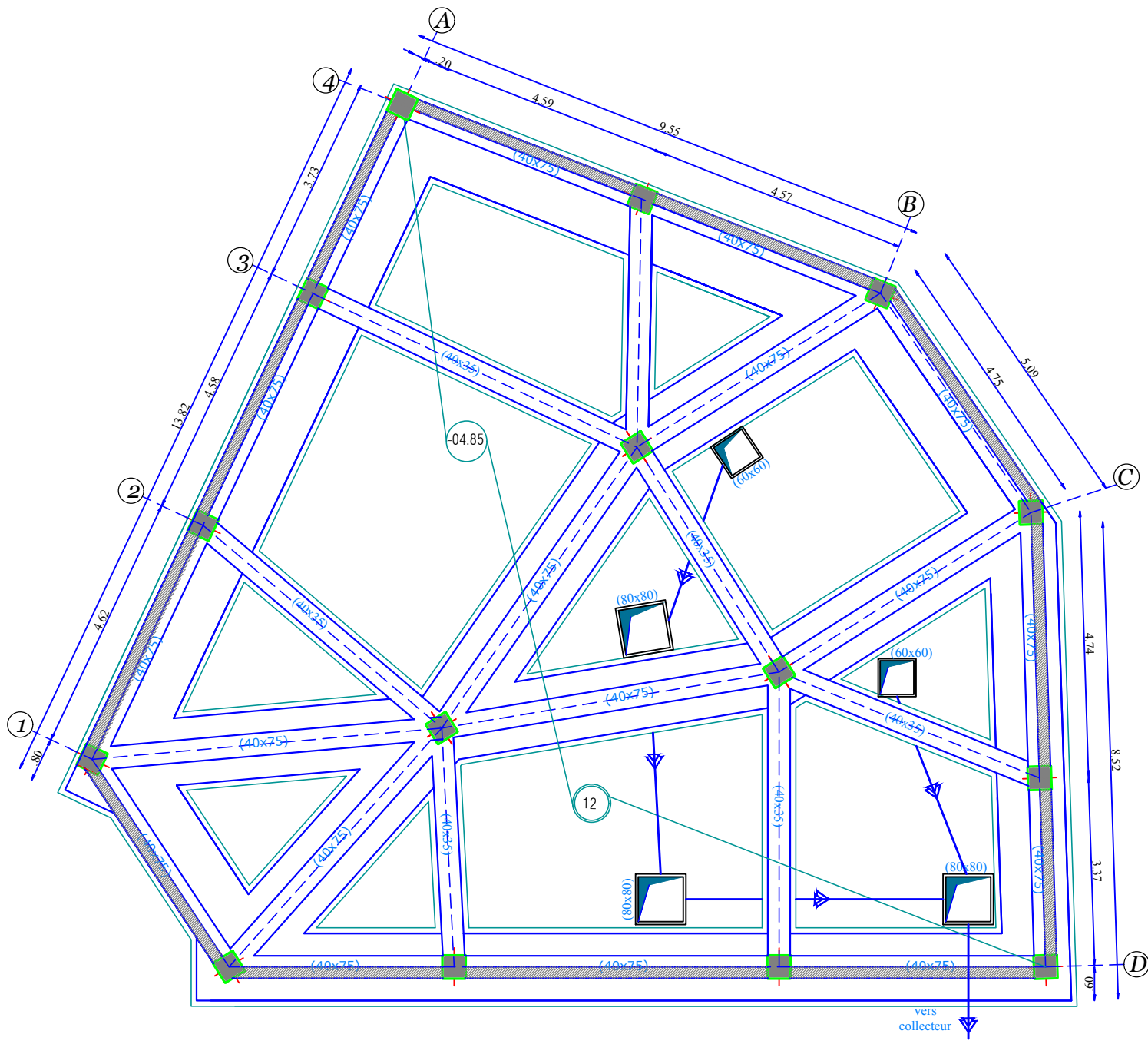


FACADE PRINCIPALE

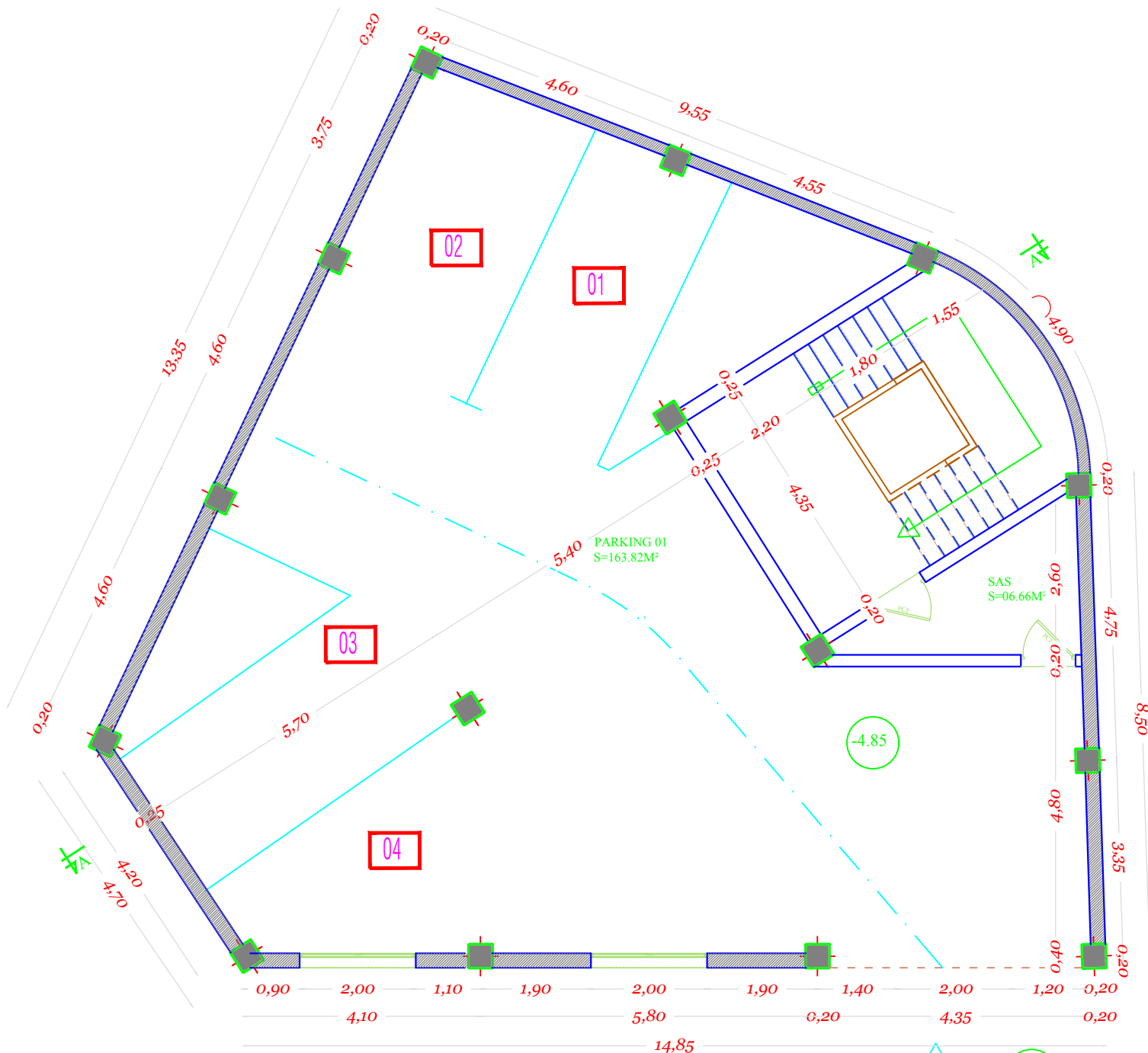




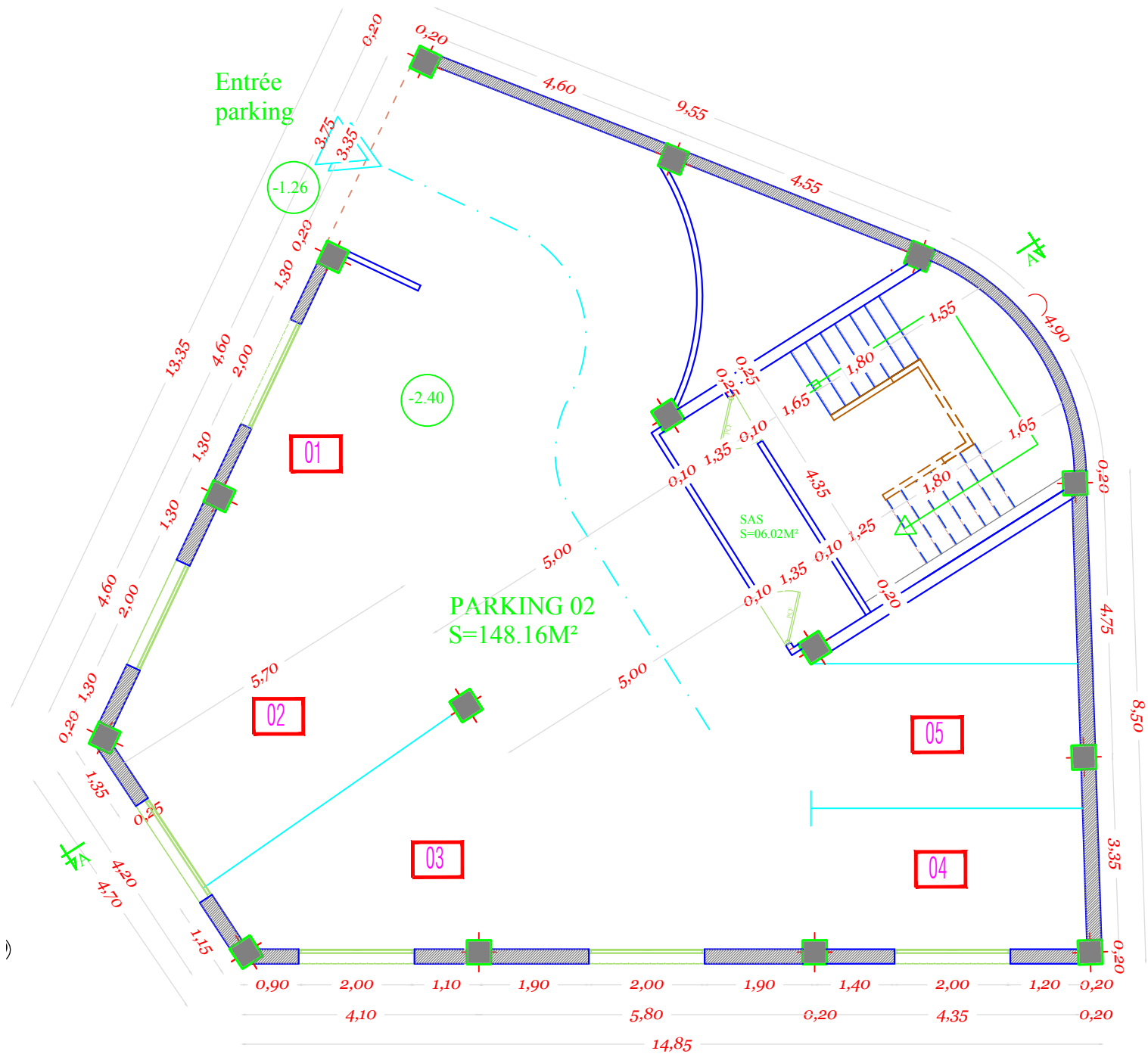
COUPE A-A



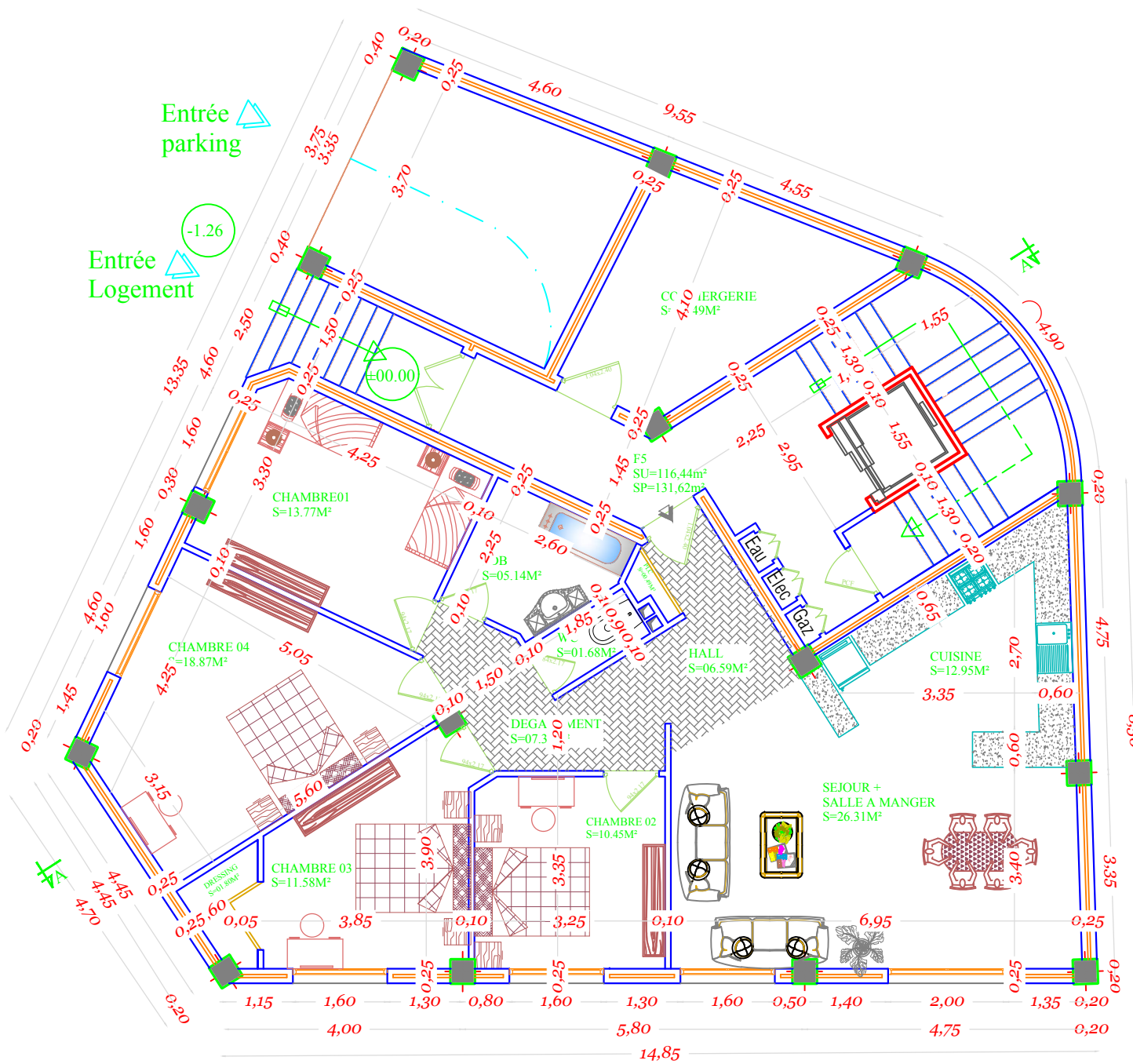
# PLAN DE FONDATIONS



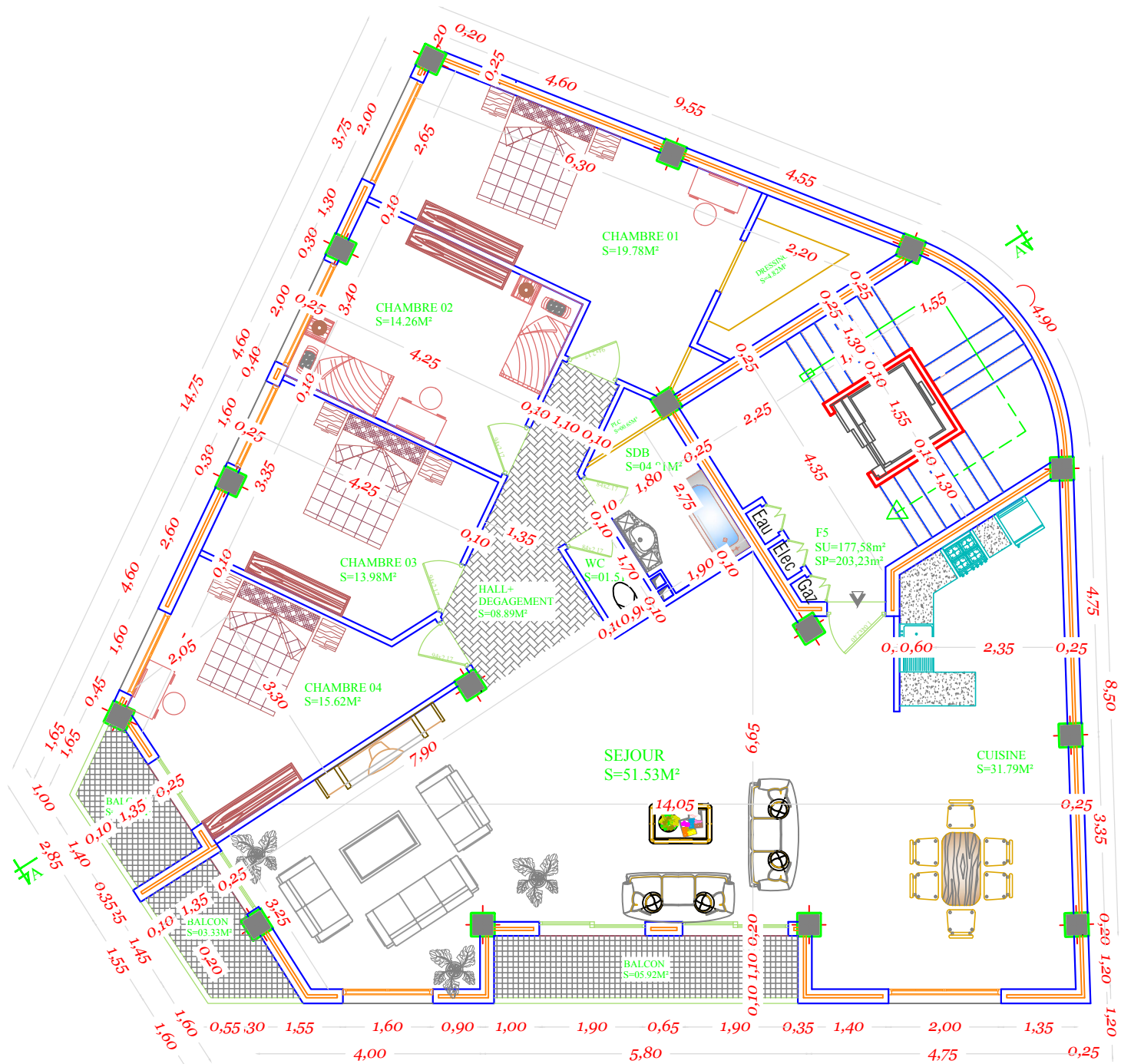
PLAN DE SOUS-SOL -2- Entrée parking



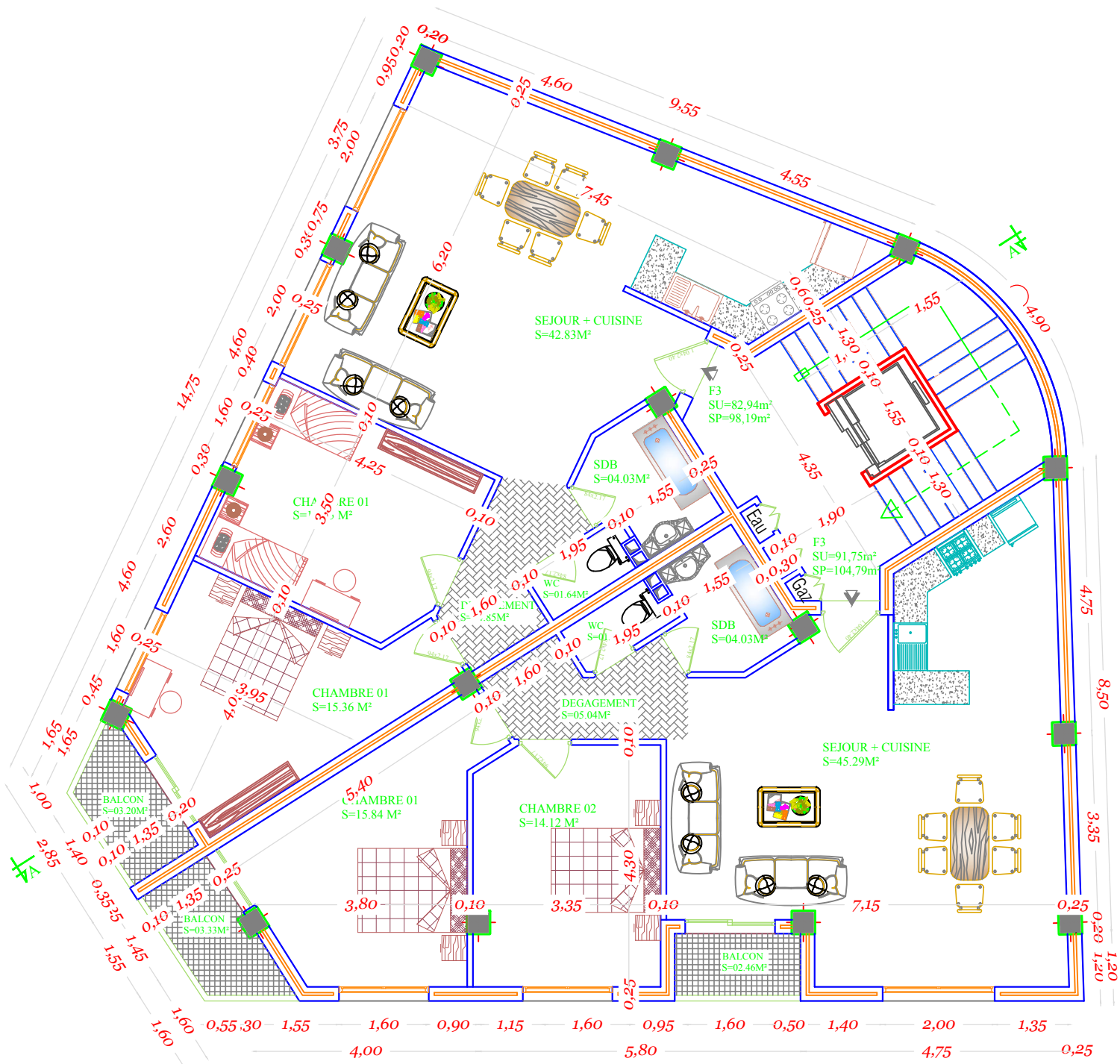
PLAN DE SOUS-SOL -1-



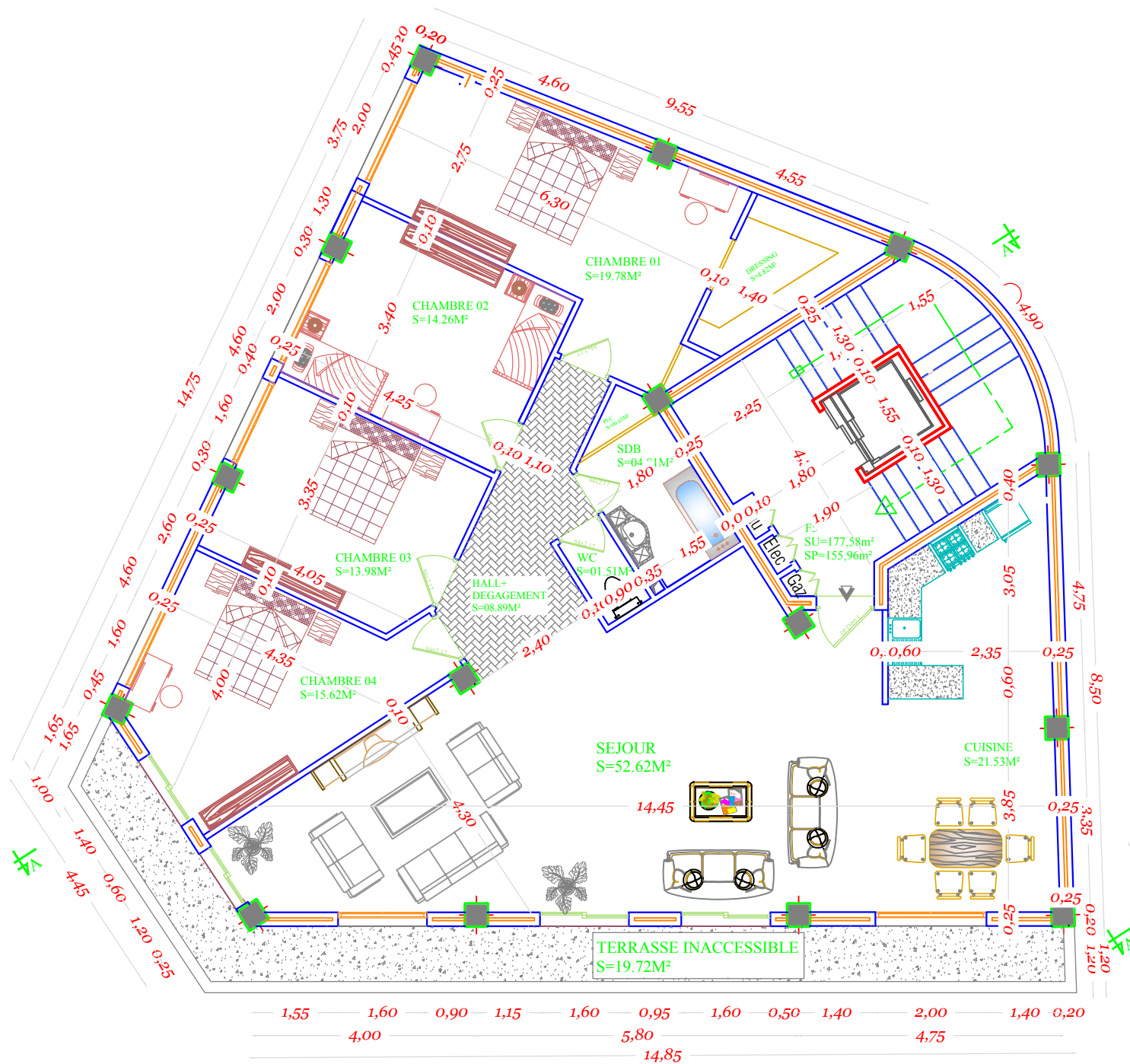
# PLAN DE REZ DE CHAUSSEE



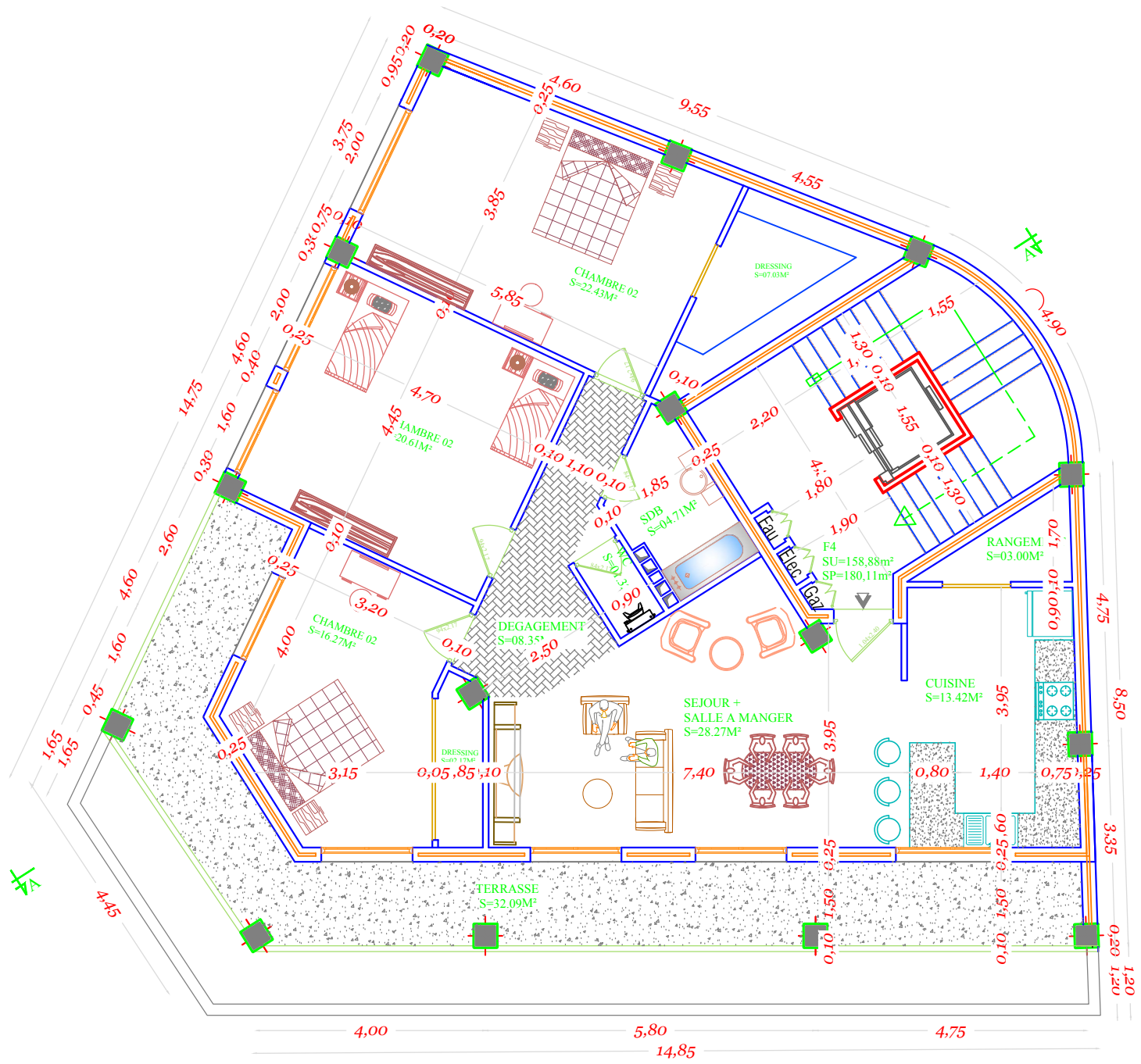
PLAN D'ETAGE 1-2-3-4-



PLAN D'ETAGE 5

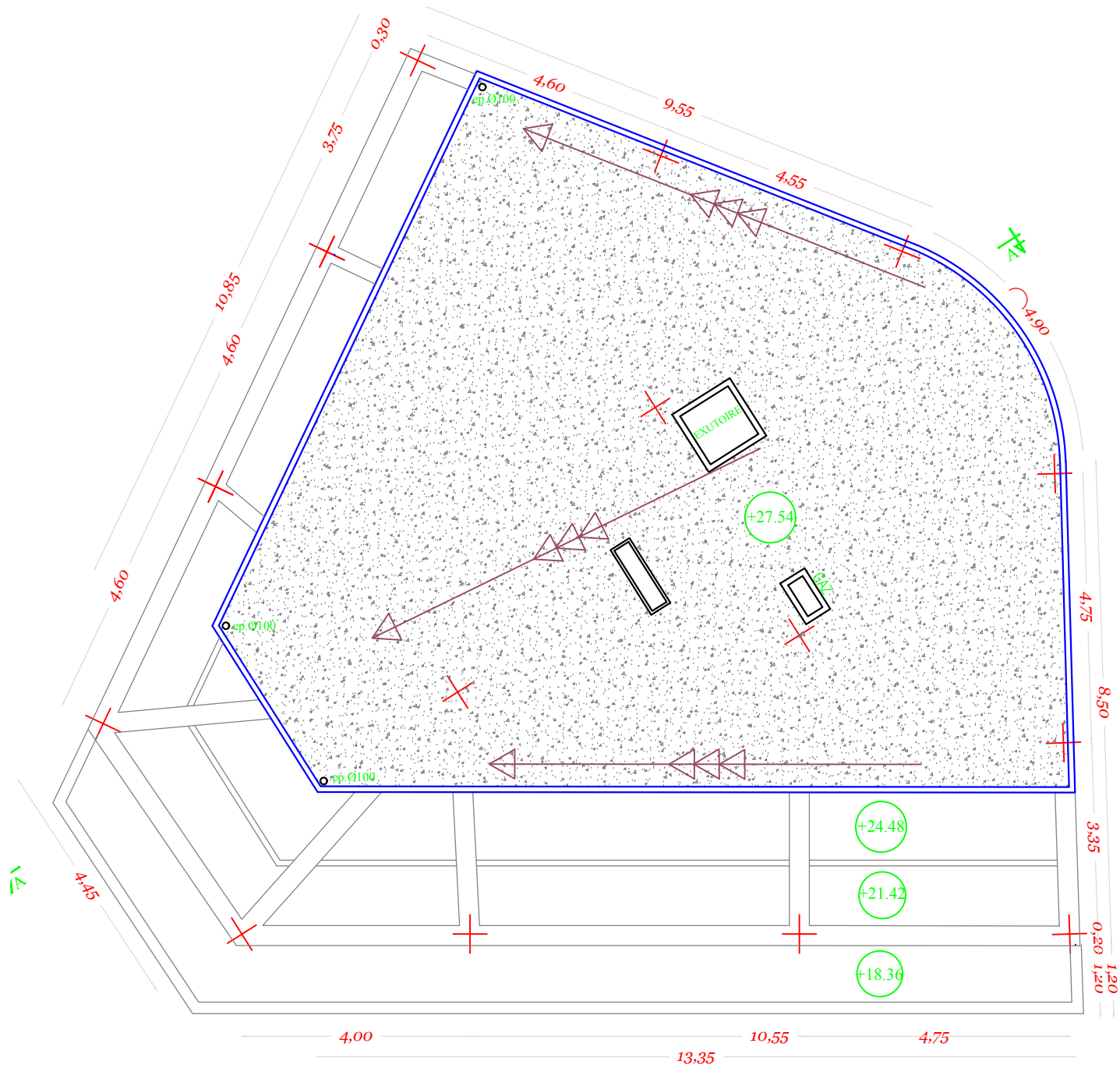


# PLAN D'ETAGE 6



PLAN D'ETAGE EN ATTIQUE-1-





PLAN DE TOITURE

# Sommaire

## *Introduction générale*

<i>Chapitre I</i> : Présentation de l'ouvrage	page 01
<i>Chapitre II</i> : Dimensionnement des éléments	page 14
<i>Chapitre III</i> : Calcul des éléments	
> III-1 Acrotère	page 30
> III-2 Plancher en dalle pleine	page 39
> III-3 Salle machine	page 89
> III-4 Escaliers	page 103
<i>Chapitre IV</i> : Présentation de l'ETABS	page 121
<i>Chapitre V</i> : Ferrailage des éléments	
> V-1 Ferrailage des poteaux	page 154
> V-2 Ferrailage des poutres	page 163
> V-3 Ferrailage des voiles	page 172
> V-4 Ferrailage des voiles avec ouverture	page 211
<i>Chapitre VI</i> : Ferrailage de voile périphérique	page 219
<i>Chapitre VII</i> : Etude de l'infrastructure	page 228
<i>Conclusion</i>	

## **Introduction général :**

La construction a toujours été l'un des plus grands soucis de l'Homme mais aussi l'une de ses occupations privilégiées. En effet, les ouvrages sont le reflet d'une civilisation et traversent l'histoire comme l'ont fait les ruines romaines ou les pyramides d'Égypte.

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil ont l'obligation de concevoir des structures résistantes face aux multiples dangers à moindres coûts.

L'un de ces dangers mais pas le moindre est le séisme. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable est la construction parasismique. Pour cela, nous disposons de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiées 99.

Nous devons tenir aussi à ce que nos calculs soit d'une manière à ramener une stabilité et une résistance aux éléments structuraux, afin d'avoir la sûreté des usagers pendant et après la réalisation.

Dans le cadre de cette étude d'un bâtiment (R+6 +2 étages en attique +2 sous-sols), nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 modifiées 99 et le RPA99/version 2003.

**I.1. Introduction :**

Nous commençons l'étude de ce projet par une présentation de tous ses éléments constitutifs ainsi que les principaux matériaux utilisés. L'étude se fera en respectant des règlements tel que :

- ✓ Règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié en 99), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.
- ✓ Le règlement parasismique Algérien (RPA99, modifié en 2003).
- ✓ Documentation technique réglementaire (DTR).

**I.2. Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+6+2étages en attique+2sous-sol) à usage multiple. Il sera implanté dans la wilaya d'Alger, classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/Vérsion2003) comme zone de forte sismicité (zone III).

-Le site est considéré comme un site meuble (S3).

-la contrainte admissible du sol  $\sigma=2.5$  bars.

Notre structure est composée :

- De deux sous-sol (parking).
- D'un RDC et six étages à usage d'habitation.
- De deux étages en attique à usage d'habitation.
- De deux terrasses.
- D'une cage d'escalier.
- D'une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs à savoir :

- RPA99/version 2003
- BAEL91mod 99
- CBA93.

**a- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

La structure est en ossature mixte (poteaux-poutres) avec des voiles de contreventement, elle a pour dimensions :

- Longueur totale ..... 18m
- Largeur totale.....17m
- Hauteur totale (sans acrotère) .....27,54 m
- Hauteur du RDC .....3.06 m
- Hauteur de l'étage courant.....3.06 m
- Hauteur de sous-sol1 .....2.4m
- Hauteur de sous-sol2.....2.45m
- Hauteur de l'acrotère.....0.50 m

**b- Eléments constitutifs de l'ouvrage :**

- **Ossature** : le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux- poutres) et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.
- **Les planchers** :  
Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent les fonctions principales qui sont :
  - La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propres et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
  - L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
  - -Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité
  - -Protéger contre les incendies
  - -Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- **Balcons** : ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.
- **Escaliers** : c'est une succession de gradins permettant le passage à pied d'un étage à l'autre d'un bâtiment. Les escaliers seront droits avec paliers et seront en béton armé coulé sur place.
- **Cage d'ascenseur** : notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur réalisé en béton armé coulé sur place.
- **Maçonnerie** :
  - Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
  - Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Revêtements** : seront réalisés en
  - Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieur.
  - Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloison intérieur et plafonds.
  - Carrelage pour les planchers et escaliers.
  - Céramique pour les cuisines et salle d'eaux.
- **Terrasses** : Notre bâtiment sera menu de deux terrasses accessibles qui appartiennent au deux étages en attique et d'une terrasse inaccessible qui appartienne au dernier niveau, elles seront réalisées en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :
  - Forme de pente de 1.5 % pour faciliter l'écoulement des eaux.
  - Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermiques et limitant les déperditions. La nature isolant peut-être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
  - Revêtement d'étanchéité.

- Protection lourde pour la terrasse inaccessible (gravier roulé).
- **Les voiles :**
  - Sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales jusqu'au sol, et aussi reprendre une partie des charges verticales.
  - Ils sont considérés comme voiles, tous les éléments qui ont un rapport entre la largeur et l'épaisseur supérieur ou égale à quatre ( $L = 4 \cdot ep$ ). Avec :
    - L : largeur minimale du voile.
    - ep : épaisseur du voile.
- **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.
- **Acrotère :** est un petit muret qui prolonge verticalement une façade au-dessus du niveau du toit. Bien que l'acrotère puisse considérer comme un garde-corps de sécurité.
- **Garde-corps :** est un mur forme une barrière destinée à protéger les personnes du risque de chute et à retenir les objets.

### 1. Caractéristiques physique et mécanique des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

#### a) Le Béton :

Le béton est un mélange optimal des agrégats. Il est fabriqué suivant une étude ou composition par laboratoire. Il est constitué par le mélange de :

- liant (ciments artificiels) CJ325, sera dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  dans le béton.

- granulats :

Sable → 380 à 600 l ( $dg \leq 5 \text{ mm}$ )

Gravillon → 640 à 850 l ( $dg \leq 25 \text{ mm}$ )

- l'eau de gâchage : En réalité, la pratique conduit vers le rapport.

Eau / ciment = 0.5 → pour limiter le retrait du béton.

Eau / ciment > 0.5 → dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.

Eau / ciment < 0.5 → insuffisance d'eau, ce qui va conduire à défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

Pour maintenir  $E/C = 0.5$  il y'a lieu d'ajouter des adjuvants.

- Eventuellement des adjuvants (plastifiant, hydrofuge,...)

### ● Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$ :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée  $f_{c28}$ . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on détermine une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

- La résistance moyenne est :  $f_{c moy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$

- L'écart-type est :  $S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{c moy})^2}{n-1}}$

- La variabilité :  $V(\%) = \frac{S}{f_{c moy}} \times 100$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - KS$$

K : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64.

**Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.**

Notant également que La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

Pour  $j \leq 28$  jours, elle est déterminée est calculée comme suit :

D'après le (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11).

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,46 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où :  $f_{c28} = 25$  MPa.

### ● Résistance caractéristique à la traction $f_{tj}$ :

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression par la relation:

$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$  en Mpa Avec  $f_{cj} < 60$  MPA.....(Art A.2.1.12 BAEL 99).

✓ Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25$  MPa ou  $f_{t28} = 2.1$  MPa.

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60$  MPa.

⊗ **Contrainte limite du béton** : Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit : (Art. A.4.3.41. BAEL91 modifier 99).

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en sollicitations durables} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en sollicitations accidentelles} \end{cases}$$

\* Pour des situations durables :  $\gamma_b = 1,5$

	<b><math>\theta = 1</math></b>
$f_{bu}$	14,20

\* Pour des situations accidentelles :  $\gamma_b = 1,15$

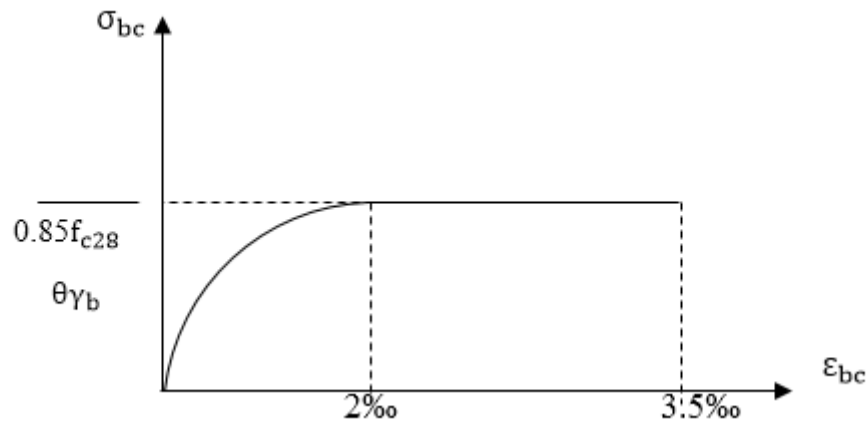
	<b><math>\theta = 1</math></b>	<b><math>\theta = 0,9</math></b>	<b><math>\theta = 0,85</math></b>
$f_{bu}$	18,48	20,53	21,74

$\theta$ : coefficient dépendant de la durée d'application (t) du chargement. Il est fixé à :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0,85 & \text{si } t \leq 1h \end{cases}$$

**Diagramme contraintes déformations du béton :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la **figure I.5** suivante :



**Fig I.1. Diagramme -parabole rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.**

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangulaire où  $2‰ < \epsilon_{bc} < 3.5‰$  (état plastique).

- **Contraintes limites à l'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 de compression du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (BAEL 91/ modifié 99, Art. A.4.5.2)}$$

$$\text{à 28 jours ; } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Le béton est considéré comme élastique linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée par la figure suivante :

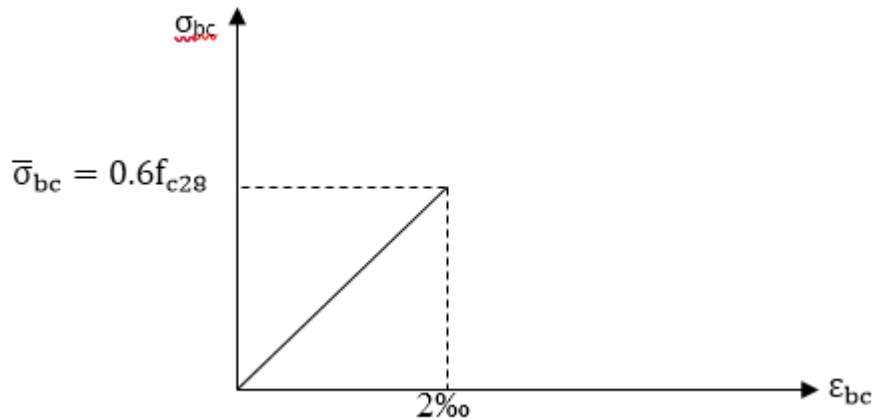


Fig I.2. Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS.

④ **Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1.1 BAEL) :**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

- $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$ , pour une fissuration peu nuisible (non préjudiciable).
- $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$ , pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

⑤ **Module de d'élasticité longitudinale du béton :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

❖ **Module d'élasticité Instantanée : (BAEL91/ modifié99, Art A.2.1, 21).**

La durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, à  $j$  jours il vaut :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Chargement de courte durée), en (MPa)}$$

$f_{cj}$ : La résistance de béton a la compression à ( $j$ ) jours.

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$ .

❖ **Module d'élasticité Différée : (BAEL91/ modifié99, Art A.2.1, 22).**

$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$  (chargement de longue durée), en (MPa)

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

❖ **Module de déformation transversale : (Art. A.2.1.3. BAEL99.modifié 99) :**

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

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

Avec :

E : Module de Young (Module d'élasticité)

$\nu$  : Coefficient de poisson

⊙ **Coefficients de poisson (Art .2.1, 3 .BAEL91.modifié99):**

Le coefficient de poisson( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il sera pris égal à :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0, 2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

**b-Comportement expérimentale :**

- ♣ **Essai de compression** : Le béton présente une relative bonne résistance à la compression, les résistances obtenues dépendent de la composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées (16x32), de forme cylindrique de hauteur de 32 cm et de diamètre de 16 cm (aire=200cm<sup>2</sup>).

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

- Le module de Young instantané

- La contrainte maximale
- La déformation maximale à la rupture

### ♣ Essai de traction :

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression  $R_t = R_c / 10$

♣ **Fluage de béton** : Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées

$$E_v = 3E_i$$

♣ **Phénomène de retrait** : Après coulage, une pièce de béton conservé à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1.5 \times 10^{-4}$  à  $5 \times 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence de retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation. - maintenir les paramètres en ambiance humide après coulage.
- disposer des armatures de peau de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait.
- éviter de raccorder des pièces de tailles très différentes.
- utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

♣ **Dilatation thermique** : Le coefficient de dilatation du béton vaut  $9 \times 10^{-6}$  à  $12 \times 10^{-6}$  et on adoptera une valeur forfaitaire de pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes de traction qui engendrent une dilatation. Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

### b) L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris

par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modes d'élasticités et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les aciers à hautes adhérences** feE400 et feE500
- **Treillis soudés** formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barre	Haute adhérence	HA	400	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudés	TS	550	8	1,3	1

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

Nous définissons les aciers par :

**a- Module d'élasticité longitudinale :**

A l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa; Art (A.2.2, 1 BAEL 91/modifié 99).}$$

**b- Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson ( $\nu$ ) pour les aciers il est pris :

$$\nu = 0,3$$

**c- Contraintes limites :**

- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que  $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 & \rightarrow \text{situation courante.} \\ \gamma_s = 1 & \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$  (Art A.4.3,2/BAEL 91).

$\sigma_{st} = 384 \text{ MPa}$  pour les aciers à haute adhérence.

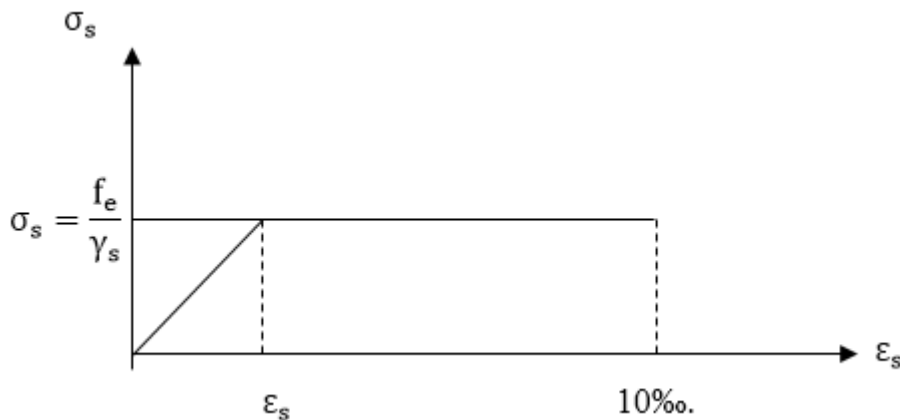


Fig I.3. Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ✓ **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :

$$\sigma_{st} = f_e ; (\text{BAEL91/Art4.5, 32})$$

- ✓ **Fissurations préjudiciables :**

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y'a risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ; (\text{BAEL91Art4.5, 33})$$

- ✓ **Fissurations très préjudiciables :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer). Donc la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ; \text{(BAEL91Art4.5, 34)}$$

$\eta$ : coefficient de fissuration.

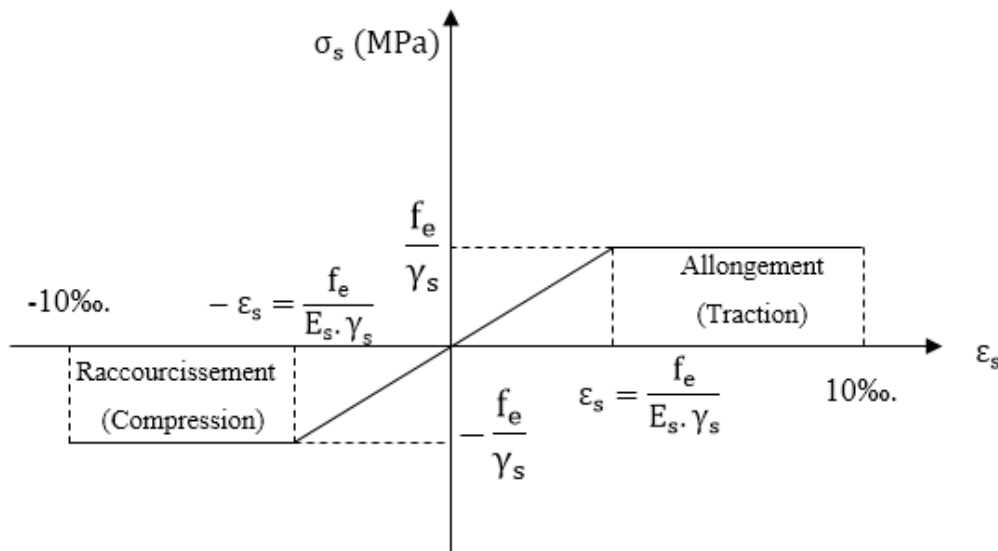
$\eta=1.6$  pour les adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6\text{mm}$ .

$\eta= 1.3$  pour les HA $<6\text{mm}$ . (BAEL91/Art7.21).

$\eta=1.0$  pour les aciers ronds lisses.

**Diagramme contraintes déformations de l'acier : (BAEL91/Art2.2.2)**

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



**Fig I.4. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.**

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier :  $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$ .

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa}$
$f_e = 500\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{MPa}$

**Tableau I.2. Les contraintes des aciers utilisés.**

**Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :**

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

- $C \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $3 \leq C \leq 5$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $1 \leq C \leq 3$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

**CONCLUSION :**

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifié.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**).

**II.1. Introduction :**

Avant d’entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 99 version 2003, et de DTR BC 2.2 ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux.

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l’ordre de grandeur des sections des éléments de l’ouvrage.

**II.2. Pré-dimensionnement des éléments :**

**a- Les planchers :**

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Elle sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs. Pour notre bâtiment, un type de plancher sera utilisé :

-Dalle pleine pour les planchers.

**Pré dimensionnement des dalles pleines :**

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

**•Résistance au feu**

$e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu. (CBA93)

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

**•Isolation acoustique :**

**- contres les bruits aériens :**

$$M_{\text{plancher}}=2500 \times e \geq 400\text{kg/m}^2 \text{ (y compris le revêtement) } \dots\dots e \geq 16\text{cm}$$

**- contres les bruits d’impacts :**

$$M_{\text{plancher}}=2500 \times e \geq 350\text{kg/m}^2 \text{ (y compris le revêtement) } \dots\dots e \geq 14\text{cm}$$

**• Résistance a la flexion :**

On prend le cas de la dalle la plus défavorable dont les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x=4.6\text{m} \\ L_y=6.4\text{m} \end{array} \right.$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.6}{6.4} = 0.718 \geq 0.4 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans deux direction.}$$

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un seul appui :  $e \geq \frac{Lx}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$ .
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$

.  $Lx$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas la dalle repose sur 4 appuis a une portée plus défavorable égale à :  
 $Lx=4.6m$ .

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$9.2cm \leq e \leq 11.5cm$$

Donc on opte pour une épaisseur de 16cm.

#### **b- 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).

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

- Hauteur de la poutre :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- Largeur de la poutre :  $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

$L_{max}$ : Longueur entre nue de la plus grande travée dans le sens considéré.

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre.

#### ✓ **La hauteur de la poutre h :**

$$L_{max} = 6.4 - 0.4 \quad \rightarrow \quad L_{max} = 6 \text{ m}$$

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \rightarrow 40 \leq h \leq 60$$

On prend :  $h = 50 \text{ cm}$ .

#### ✓ **La largeur de la poutre b :**

$$0.4(50) \leq b \leq 0.7(50) \rightarrow 20 \leq b \leq 35$$

On prend :  $b = 35 \text{ cm}$ .

#### ✓ **Vérifications des conditions du RPA :**

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

	<b>Poutres</b>	<b>Vérification</b>
<b>Hauteur h</b>	<b>50 cm</b>	<b>oui</b>
<b>Largeur b</b>	<b>35 cm</b>	<b>oui</b>
<b>Hauteur/largeur</b>	<b>1.42</b>	<b>oui</b>
<b><math>b_{\max} \leq 1.5h + b_1</math></b>	<b><math>35 \leq 110</math></b>	<b>oui</b>

**Tableau II-1-tableau de vérification des conditions du RPA.**

**c- Poutre palière :**

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

**Prédimensionnement :**

✓ **La hauteur de la poutre :**

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

$h_t$  : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis. L = 4.9m

$$32.66 \leq h_t \leq 49 \quad \text{On prend } h_t = 40$$

✓ **La largeur de la poutre b :**

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend : b = 30cm.

**Vérifications des conditions du RPA :**

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

	Poutres	Vérification
Hauteur h	40 cm	oui
Largeur b	30 cm	oui
Hauteur/largeur	1.33	oui
$b_{\max} \leq 1.5h + b_1$	$30 \leq 90$	oui

Tableau II-2-tableau de vérification des conditions du RPA.

d- Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité, en tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone de forte sismicité (IIIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

$$1/4 < b_1 / h_1 < 4$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \\ 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \end{array} \right\} \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

Les poteaux seront dimensionnés à L'ELS sous un effort axial de compression «  $N_s$  » qui sera repris uniquement par les sections du béton, la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \sigma$$

Avec :  $N_s = G + Q$  .... (ELS).

$N_s$  : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

$S$  : Section transversale de poteau le plus sollicité.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Surcharge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte admissible du béton à la compression a l'ELS.

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort normal ' $N_s$ ' sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91), qui se fait comme suit :

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

## a) Les charges permanentes :

## ➤ Plancher terrasse inaccessible :

N°	Éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Couche de gravier	17.00	0.05	0.85
02	Etanchéité multicouche	-	0.02	0.12
03	Béton de forme d'une pente	22.00	0.10	2.20
04	Feuille de polyane	-	-	0.01
05	Isolation thermique (polystyrène)	0.4	0.06	0.024
06	Feuille de polyane	-	-	0.01
07	Dalle pleine	25	0.16	4
08	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
				Totale $G_{t,i} = 7.42$ KN/m <sup>2</sup>

Tableau II-3 : Charge permanents pour plancher terrasse inaccessible.

## ➤ Plancher terrasse accessible :

N°	Éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22.00	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
03	Couche de sable	18.00	0.02	0.36
04	Etanchéité multicouche	-	0.02	0.12
05	Béton de forme d'une pente	22.00	0.08	1.76
06	Feuille de polyane	-	-	0.01
07	Dalle pleine	25	0.16	4
08	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
				Totale $G_{t,a} = 7.29$ KN/m <sup>2</sup>

Tableau II-4 : Charge permanents pour plancher terrasse accessible.

➤ **Plancher étage courant :**

N°	Éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22.00	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
03	Couche de sable	18.00	0.02	0.36
04	Dalle pleine	25	0.16	4
05	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
06	Cloison de séparation : - Brique creuse - Enduit pâtre	9 10	0.10 2x0.02	1.3
Totale G <sub>e,c</sub> = 6.70 KN/m <sup>2</sup>				

**Tableau II-5 : Charge permanents pour plancher étage courant.**

➤ **Plancher étage parking :**

N°	Éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Résine polyuréthane	-	-	0.01
02	Dalle pleine	25	0.16	4
03	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
Totale G <sub>e,p</sub> = 4.21 KN/m <sup>2</sup>				

**Tableau II-6 : Charge permanents pour plancher parking.**

➤ **Mur extérieur :**

N°	Éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit ciment	18.00	0.02	0.36
02	Brique creuse	9.00	2 x 0.10	1.8
03	Lame d'air	-	0.05	-
04	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
Totale G <sub>m,e</sub> = 2.36 KN/m <sup>2</sup>				

**Tableau II-5 : Charge permanents pour Mur extérieur.**

➤ Mur intérieur :

N°	Éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Brique creuse	9.00	0.10	0.90
02	Enduit plâtre	10.00	2 x 0.02	0.20
				Totale G <sub>m,i</sub> = 1.10 KN/m <sup>2</sup>

Tableau II-6 : Charge permanents pour Mur intérieur.

➤ Acrotère :

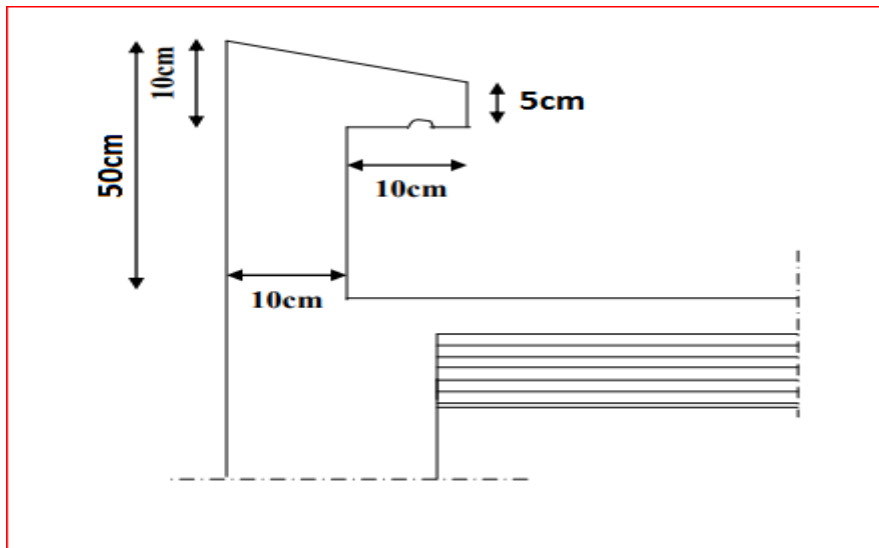


Fig II-1-Coupe transversale de l'acrotère

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure ci-dessus, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

**Charge permanents pour l'Acrotère :**

**Surface = (0,05 x 0,2)/2 + (0,05 x 0,2) + (0,4x0,1) = 0.055 m<sup>2</sup>**

N°	Éléments	Poids volumique □ □ (KN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Charge G (KN/m)
01	Béton armée	25.00	0.055	1.375
				Totale G <sub>acr</sub> = 1.38 KN/m

Tableau II-7 : Charge permanents pour l'Acrotère.

➤ **Garde-corps :**

N°	Éléments	Poids volumique □ □ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge G (KN/m)
01	Brique creuse	9.00	0.10	0.90
02	Enduit ciment	18.00	2 x 0.02	0.72
				Totale G <sub>acr</sub> = 1.62 KN/m

**Tableau II-8 : Charge permanents pour garde-corps.**

**b) Surcharges d'exploitation « O » :**

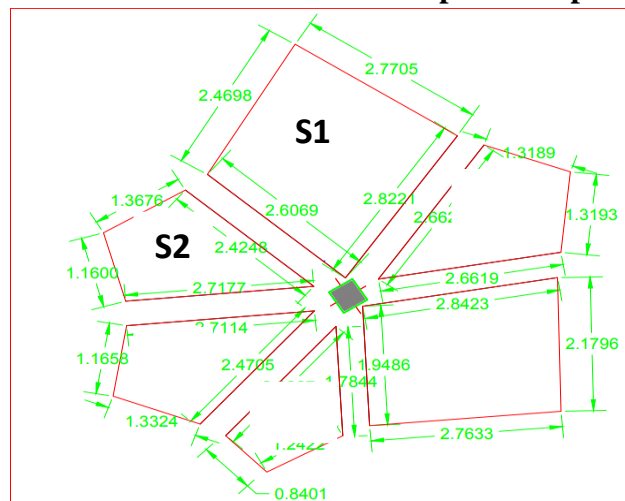
De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les surcharges d'exploitation relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elément	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher à usage d'habitation	1.5
Plancher à usage de parking	2.5
Acrotère	1
Escaliers	2.5
Balcons	3.5
Garde-corps	1

**Tableau II-9 surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.**

**Application de la descente de charge :**

**a- Détermination de la surface revenant au poteau le plus sollicité :**



**FigII-2-surface du poteau le plus sollicité**

$$S1=7.08m^2$$

$$S2=3.12m^2$$

$$S3=3.07m^2$$

$$S4=2m^2$$

$$S5=5.76m^2$$

$$S6=3.39m^2$$

$$S_{tot}=S1+S2+S3+S4+S5+S6$$

$$S_{tot}=24.42m^2$$

**Loi de dégression de charge : (DTR.B.C.2.2/Art6.3)**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peut être considérées comme indépendante pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage. Coefficients de dégression des surcharges :

**Coefficients de dégression des surcharges**

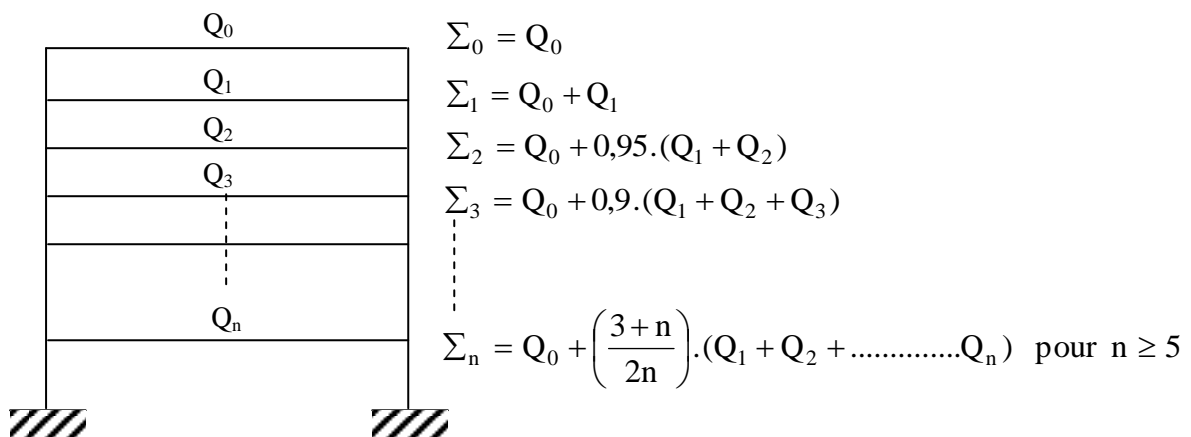


Figure II.13.Loi de dégression des surcharges.

**Calcul le poids propre de chaque élément :**

Poids du plancher terrasse inaccessible :  $G_{pti}=S \times G_t = 24.42 \times 7.42 = 181.196KN.$

Poids du plancher terrasse accessible :  $G_{pta}=S \times G_t = 24.42 \times 7.29 = 178.022KN.$

Poids du plancher d'étage courant :  $G_{ec}=S \times G_c = 24.42 \times 6.7 = 163.614KN.$

Poids du plancher parking:  $G_p= S \times G_p = 24.42 \times 4.21 = 102.809KN.$

Poids de la poutre :  $G_{ps}= (0.5 \times 0.35) \times 25 \times 15.41 = 67.42KN.$

Poids du poteau du sous-sol2  $G_{ss2}= (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 2.45 = 9.8KN.$

Poids du poteau du sous-sol1 :  $G_{ss1} = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 2.4 = 9.6 KN.$

Poids du poteau d'étage :  $G_{pe} = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$

**Calcul des charges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1 \times 24.42 = 24.42 \text{ KN}$

Plancher terrasse accessible :  $Q_T = 1.5 \times 24.42 = 36.63 \text{ KN}$

Plancher étage courant :  $Q_1 = \dots\dots\dots = Q_7 = 1.5 \times 24.42 = 36.63 \text{ KN}$

Plancher RDC :  $Q_{RDC} = 1.5 \times 24.42 = 36.63 \text{ KN}$

Plancher Sous-sol :  $Q_{Sous-sol} = 2.5 \times 24.42 = 61.05 \text{ KN}$

**Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-S1	S-S2
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65

**TableauII-10 : dégression verticale des surcharges d'exploitation.**

**Les surcharges cumulées :**

Niveau 8 :  $Q_0 = 24.42 \text{ KN}$

Niveau 7 :  $Q_0 + Q_8 = 61.05 \text{ KN}$

Niveau 6 :  $Q_0 + 0,95 (Q_8 + Q_7) = 94.017 \text{ KN}$

Niveau 5 :  $Q_0 + 0,90 (Q_6 + Q_7 + Q_8) = 123.321 \text{ KN}$

Niveau 4 :  $Q_0 + 0,85 (Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5) = 148.962 \text{ KN}$

Niveau 3 :  $Q_0 + 0,80 (Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4) = 170.94 \text{ KN}$

Niveau 2 :  $Q_0 + 0,75 (Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3) = 189.255 \text{ KN}$

Niveau 1 :  $Q_0 + 0,714 (Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2) = 207.497 \text{ KN}$

RDC :  $Q_0 + 0,687 (Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_{RDC}) = 225.739 \text{ KN}$

S-SOL1 :  $Q_0 + 0,666 (Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_{RDC} + Q_{S-S1}) = 260.244 \text{ KN}$

S-SOL2 :  $Q_0 + 0,65 (Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_{RDC} + Q_{S-S1} + Q_{S-S2}) = 294.261 \text{ KN}$

**Tableau récapitulatif de la descente de charges :**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitations [KN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [KN]	Section du poteau	
	G planche r	G poutre	G poteau	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_c$		$S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adopté
<b>8</b>	181.20	67.42	-	248.62	248.62	24.42	24.42	273.04	182.03	40 × 40
<b>7</b>	178.02	67.42	12.24	257.68	506.3	36.63	61.05	567.35	378.23	40 × 40
<b>6</b>	178.02	67.42	12.24	257.68	763.98	36.63	94.017	858	572	40 × 40
<b>5</b>	178.02	67.42	12.24	257.68	1021.66	36.63	123.321	1144.98	763.32	45 × 45
<b>4</b>	163.614	67.42	12.24	243.274	1264.934	36.63	148.962	1413.9	942.6	45 × 45
<b>3</b>	163.614	67.42	12.24	243.274	1508.208	36.63	170.94	1679.15	1119.44	45 × 45
<b>2</b>	163.614	67.42	12.24	243.274	1751.482	36.63	189.255	1940.74	1293.83	50 × 50
<b>1</b>	161.614	67.42	12.24	243.274	1994.756	36.63	207.497	2202.26	1468.18	50 × 50
<b>RD C</b>	163.614	67.42	12.24	243.274	2238.03	36.63	225.739	2463.77	1642.52	50×50
<b>SS1</b>	163.614	67.42	9.6	240.634	2478.664	36.63	260.244	2738.91	1825.94	55×55
<b>SS2</b>	102.809	67.42	9.8	180.029	2658.693	61.05	294.261	2952.96	1968.64	55×55

**Tableau II-11-Tableau récapitulatif de la descente de charges.**

Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA [Art7.4.1/ RPA 99 modifié 2003

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
55×55	$\min(b,h) \geq 30\text{cm}$	$\min(55,55) = 55 \geq 30\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{H_e}{20} = \frac{229}{20} = 11.45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	
50×50	$\min(b,h) \geq 30\text{cm}$	$\min(50,50) = 50 \geq 30\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{H_e}{20} = \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	
45×45	$\min(b,h) \geq 30\text{cm}$	$\min(45,45) = 45 \geq 30\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{H_e}{20} = \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	
40×40	$\min(b,h) \geq 30\text{cm}$	$\min(40,40) = 40 \geq 30\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{H_e}{20} = \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	

Tableau II-12-Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA99 modifié 2003.

-Vérification de l'effort normal [Art 7.4.3.1]

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

N<sub>d</sub>: L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B<sub>c</sub>: est l'aire (section brute).

f<sub>c28</sub> : est la résistance caractéristique du béton.

Etage	$N_d$	$B_c(m^2)$	$f_{c28}$ (kn/m <sup>2</sup> )	V	Obs	Sections adoptées	$B_c(m^2)$	V	Obs
8	273.04	0.16	25000	0.068	C.V	40×40	0.16	0.06	C.V
7	567.35	0.16	25000	0.142	C.V	45×45	0.2025	0.112	C.V
6	858	0.16	25000	0.215	C.V	45×45	0.2025	0.169	C.V
5	1144.98	0.2025	25000	0.226	C.V	50×50	0.25	0.183	C.V
4	1413.9	0.2025	25000	0.279	C.V	50×50	0.25	0.226	C.V
3	1679.15	0.2025	25000	0.331	C.N.V	55× 55	0.3025	0.222	C.V
2	1940.74	0.25	25000	0.3105	C.N.V	55×55	0.3025	0.256	C.V
1	2202.26	0.25	25000	0.352	C.N.V	60×60	0.36	0.244	C.V
RDC	2463.77	0.25	25000	0.394	C.N.V	60×60	0.36	0.273	C.V
Sous-Sol 1	2738.91	0.3025	25000	0.362	C.N.V	65×65	0.4225	0.259	C.V
Sous-sol2	2952.96	0.3025	25000	0.390	C.N.V	65×65	0.4225	0.279	C.V

Tableau II-13-Vérification de l'effort normal.

### Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement de RPA 99 / version 2003 :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

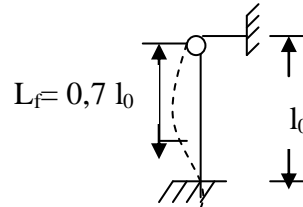
Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement  $\lambda$  de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 : (\text{CB93 Art B.8.4.1})$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement d'un poteau ( $L_f = 0.7 l_0$ ) (poteau encasté à la base et articulé en tête) .... [BAEL91r 99/art B.8.3.1].



$l_0$  : Longueur du poteau.

$\lambda$  : élancement du poteau.

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

$I$  : Moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ ).

$B$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).

D'où :

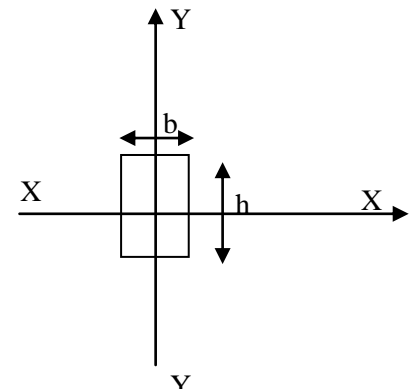


Figure II.3. Section du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12} / \frac{hb}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{L_0}{b}$$

En simplifiant la formule, on aura :  $\lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$

- Poteau (65×65) cm<sup>2</sup> (Sous-sol 1) :  
 $\lambda = 2.42 \times 2.40 / 0.65 = 8.94 < 50$  Condition vérifiée.
- Poteau (65×65) cm<sup>2</sup> (Sous-sol 2) :  
 $\lambda = 2.42 \times 2.45 / 0.65 = 9.13 < 50$  Condition vérifiée.
- Poteau (60×60) cm<sup>2</sup> (RDC+1<sup>er</sup> étage) :  
 $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.60 = 12.34 < 50$  Condition vérifiée.
- Poteau (55×55) cm<sup>2</sup> (2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage) :  
 $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.55 = 13.47 < 50$  Condition vérifiée.
- Poteau (50×50) cm<sup>2</sup> (4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage) :  
 $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.5 = 14.82 < 50$  Condition vérifiée.

- Poteau (45×45) cm<sup>2</sup> (6<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étage en attique) :  
 $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.45 = 16.46 < 50$  Condition vérifiée.
  - Poteau (40×40) cm<sup>2</sup> (2<sup>ème</sup> étage en attique) :  
 $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.4 = 18.52 < 50$  Condition vérifiée.
- ✓ La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

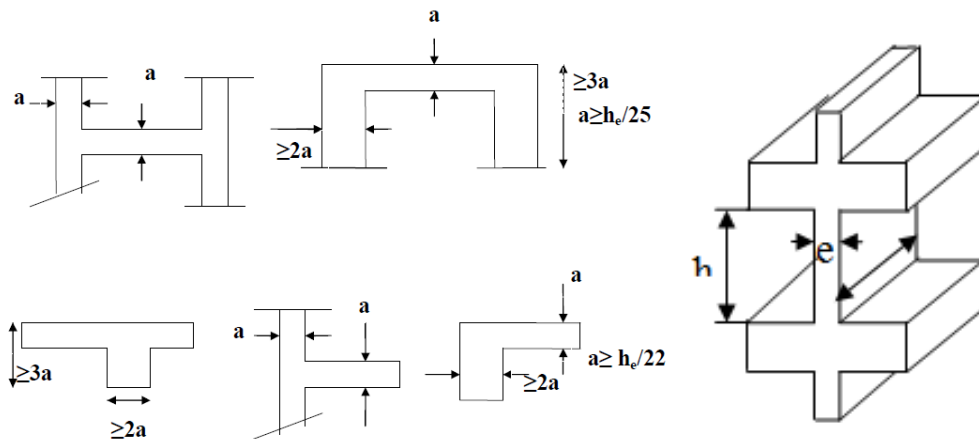
**e- Voiles de contreventements :**

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

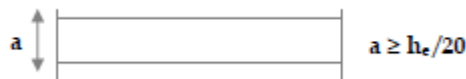
Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1./RPA99 version 2003 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $l \geq 4e$ .

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

- L : porté du voile.
- a(e) : épaisseur du voile



**Fig II-4-Coupe d'un voile en élévation**



**Fig II-5-Coupe de voiles en plan**

➤ Pré-dimensionnement des voiles de contreventements :

Nous choisissons la formule la plus défavorable du fait que nous ne savons pas encore où nos voiles seront disposés :

- $a(e) = \frac{h_e}{20}$
- $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{plancher}} = 306 - 16 = 290$

- $a(e) = \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$

→ Nous optons pour une épaisseur de 20 cm.

**f- Voiles Périphériques :**

Afin d'assurer la fonction de soutènement des terres, nous optons pour les voiles périphériques qui sont des éléments rigides en béton armée coulée sur place en formant un caisson rigide au niveau du sous-sol 2. Ils assurent aussi les fonctions suivantes :

- une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

-réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

➤ Pré-dimensionnement des voiles périphériques :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

→ Nous optons pour une épaisseur de 20 cm.

### INTRODUCTION :

La construction est constituée d'éléments principaux et secondaires. Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires tels que : plancher, escalier, acrotère ...

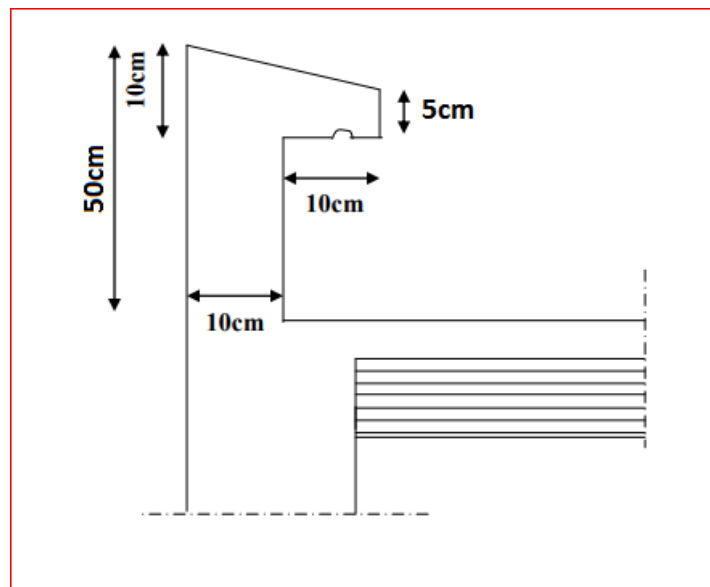
On respectant les réglementations en vigueur (BAEL 91 modifié 99, CBA93 et RPA99 version 2003). L'étude se fera en 3 parties :

- Evaluation des charges sur l'élément considéré.
- Calcul des sollicitations les plus défavorables.
- Détermination de la section d'acier nécessaire afin de reprendre les charges en question.

### III.1. Calcul de l'acrotère :

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse tel un garde corps, à empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et permet de faire remonter verticalement sur sa face interne les isolations et revêtements d'étanchéité des toits terrasse, aussi il protéger le gravier contre toute poussée du vent.

L'acrotère est soumis a un effort normal  $N$  du a son poids propres et un effort latéral  $Q$ , provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.



- Coupe transversale de l'acrotère

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure ci-dessus, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

#### III.1.1. Détermination des sollicitations :

### A. Le chargement :

- Poids propre :  $G = \rho \times S$ .

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton.

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \rho \times S = 25 \left[ (0,4 \times 0,1) + (0,05 \times 0,2) + \left(0,05 \times \frac{0,2}{2}\right) \right] = 1,375 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,375 \text{ KN/ml}$$

- La surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

### B. Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1\text{ml} = 1,375 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :

$$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,5 \times 1\text{ml} = 0,50 \text{ KN.m}$$

### C. Diagramme des efforts:

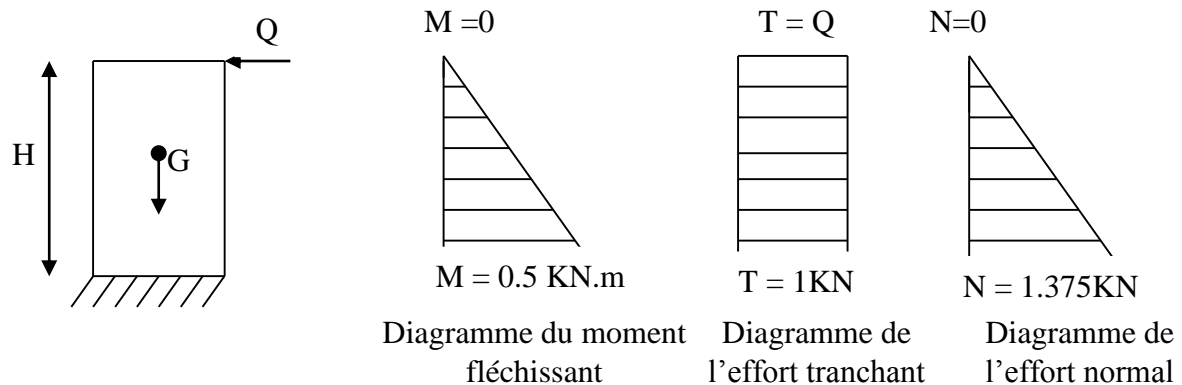


Figure III.1.2. Diagrammes des efforts internes.

### III.1.2. Combinaisons de charge :

- **ELU :  $1,35G + 1,5Q$**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,375 = 1,863 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,5 = 0,750 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

➤ **ELS : G+Q**

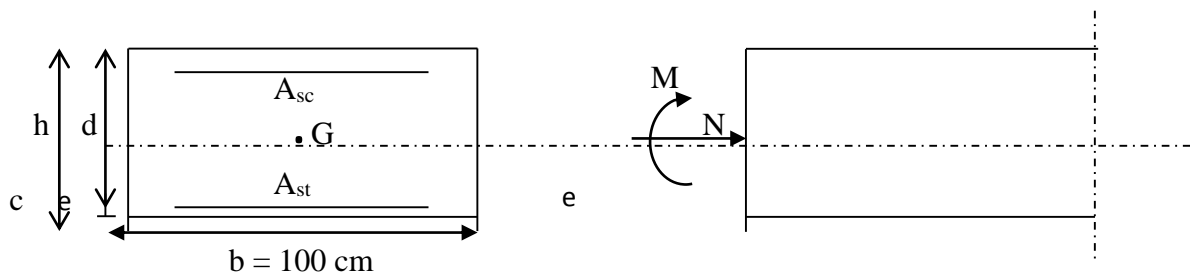
$$N_s = G = 1.38 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0.50 \text{ KN.m.}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

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

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée.



**Figure III.1.3. Schéma statique de calcul de l'acrotère.**

$h$  : Epaisseur de la section : 10 cm.

$b$  : Largeur de la section : 100 cm.

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 3 cm.

$d = h - c$  : Hauteur utile.

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

**a) Calcul des armatures à L'ELU:**

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1.863} = 0.403 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm} = 0.02\text{m}$$

Avec :  $M_u$  : moment dus à la compression.

$N_u$  : effort de compression.

$e_u$  : excentricité.

$e_u > \frac{h}{2} - c$   $0.403 \geq 0.02 \Rightarrow$  Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

### b) Calcul en flexion simple :

#### ➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

Avec :

$g$  : distance entre (CP) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$M_f = N_u \times [\frac{M_u}{N_u} + \frac{h}{2} - c].$$

$$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c).$$

$$M_f = 0.75 + 1.863 (\frac{0.10}{2} - 0.03).$$

$$M_f = 0.787 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,787 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_u = 0.012 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0.012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

#### ➤ Armatures fictives :

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,787 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

### c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,33 - \frac{1.863}{34,8} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✓ On opte pour une section d'armature **4HA8**  $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELU :****➤ Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_{st} \geq A_{min}$ .

On doit vérifier que :  $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_u - 0,455 d}{e_u - 0,185 d}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,863} = 0,403 \text{ m} = 40,3 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{40,3 - 0,445 \times 7}{40,3 - 0,185 \times 7} = 0,80 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,01 > A_{min} = 0,81 \text{ cm}^2 \quad \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_r = 2,01 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA8}$$

Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**➤ Vérification au cisaillement (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

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

$V_u$  : effort tranchant.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**➤ Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

On doit vérifier que :  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$ ; n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,219 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié 99) :**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$   
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$   
 $S_t = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

✓ Donc les armatures sont convenablement réparties.

**Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,33 /BAEL91 modifié 99) :**

**A. Vérification des contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right\}$

→ Fissuration préjudiciable.

Les aciers :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \text{feE400} \Rightarrow \eta = 1,6 \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}400; \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.667; \max(200, 201.636)\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa.}$$

**Calcul  $\beta_1$  :**

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

$$\rho_1 = 0,287 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 43,82 \\ \beta_1 = 0,915 \end{array} \right\} \dots \text{à partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 37.173 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37,173 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B-Vérification des contraintes dans le béton:**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{37.173}{43,82} = 0.85 \text{ MPa.}$$

D'où :

$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow$  la condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

**III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme(RPA 99version 2003/ Art 6.2.3) :**

D'après le RPA99 version 2003, les forces horizontales de calcul ( $F_p$ ) agissent sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIIa} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \rightarrow \mathbf{A = 0.25}$$

**C<sub>p</sub>**: Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas  $C_p = 0,8$ .

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'acrotère,  $W_p = 1,38 \text{ KN/ml}$

D'où :

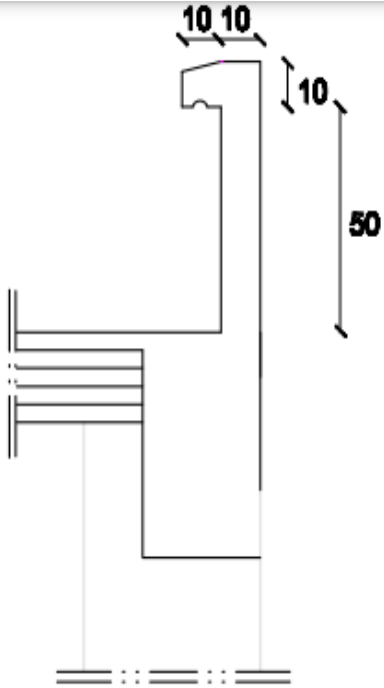
$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0,8 \times 1,38 = 1.104 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

- ✓ La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.
- ✓ On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

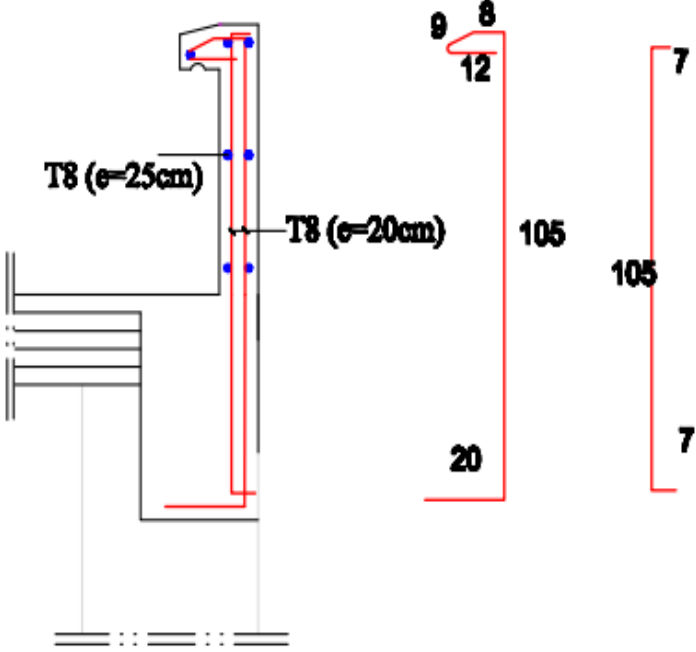
### III.1.7. CONCLUSION :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

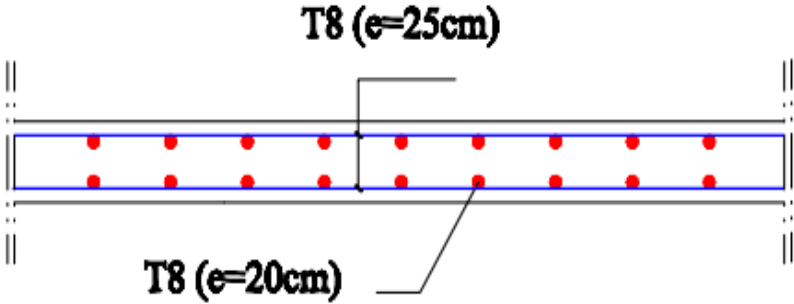
- ✓ Armatures principales : **4 HA 8, St = 25 cm.**
- ✓ Armatures de répartitions : **4 HA 8, St = 20 cm.**



Coffrage Acrotère



Ferrailage Acrotère



Coupe Transversale

### III.2. Calcul du Plancher en dalle pleine :

Il s'agit d'une dalle reposant sur quatre côtés. Pour son calcul, on utilise la méthode donnée par les règles BAEL 91.

Mode de fonctionnement :

Calcul des efforts :

Soit  $L_x$  ;  $L_y$  : les distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par mètre linéaire.

On suppose que le panneau est simplement appuyé :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x \leq L_y$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.6}{6.4} = 0.72 \geq 0.4 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans deux direction.}$$

#### Calcul des moments de flexion

$$\text{Dans le sens } L_x : M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_y = \mu_y M_x$$

En tenant compte de la contrainte des panneaux, les moments, en travée et sur appuis, seront donnés par :

$$\text{Moment en travée : } 0.75M_x \text{ et } 0.75M_y$$

$$\text{Moment sur appuis : } 0.5 M_x$$

Avec :  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  coefficients donnés en fonction de coefficient de poisson  $\nu$

$$\nu: \text{Coefficient de Poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

#### III.2.1. Plancher Sous Sol 1 (Parking) :

##### Combinaisons de charges

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,21 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_u = 9,434 \text{ KN/ml}$$

On a  $0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travail dans les deux sens.

$$\text{Dans le sens } L_x : M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_y = \mu_y M_x$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans notre cas:

$$\rho = 0.72 ; \nu = 0 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0658 \times 9.434 \times 4.6^2 = 13.135 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.4624 \times 13.135 = 6.073 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens de la petite portée x-x :**

**En travées :**  $M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 13.135 = 9.85 \text{ KN.m.}$

**Aux appuis :**  $M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,5 \times 13.135 = 6.57 \text{ KN.m.}$

**Dans le sens de la grande portée y-y :**

**En travées :**  $M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 6.073 = 4.55 \text{ KN.m.}$

**Aux appuis :**  $M_y^a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 6.073 = 3.04 \text{ KN.m.}$

### Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; d = ht - c = 16 - 3 \text{ cm} = 13 \text{ cm.}$$

**Dans le sens de la petite portée : x-x**

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.57 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,027 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA) donc}$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,027 \rightarrow \beta = 0,987.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.57 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm.}$

- **En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,85 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,041 \rightarrow \beta = 0,980.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,85 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Dans le sens de la grande portée : y-y**

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,04 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,04 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,676 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **En travée:**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,55 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Tableau récapitulatif :**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	Acalculée (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des armatu	St(cm)
Sur appuis	x-x	6.57	0.027	0.987	1.47	2.01	4HA8	25
	y-y	3.04	0.012	0.994	0.676	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	9.85	0.041	0.980	2.22	3.14	4HA10	25
	y-y	4.55	0.018	0.991	1.01	2.01	4HA8	25

**Tableau III.5.1.Ferraillage de la dalle pleine parking.**

**. Vérification à l'état limite ultime :**

**1) Condition de non fragilité (ArtB.7, 4/BAEL91):**

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec :  $\rho_0$ : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400)

$A_{min}$  : section minimale d'armature.

$b \times h$  : Section totale du béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,72$$

**Direction principale (suivant x-x) :**

$$A_{min}^x = 0,0008 \times 100 \times 16 \times \left( \frac{3 - 0,72}{2} \right) = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1,46 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1,46 \text{ cm}^2$$

**Direction secondaire (suivant y-y) :**

$$A_{\min}^y = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**2) Diamètre maximal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21) :**

Nous devons vérifier que :  $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h_e}{10}$

$\emptyset$ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**3) Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

✓ Condition vérifiée dans les deux sens.

**4) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$$P_u = q_u \times l_x \times l_y = 9,434 \times 4,6 \times 6,4$$

$$P_u = 277,72 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Au milieu de } L_y: V_u^x = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{277.72}{2 \times 6.4 + 4.6} = 15.96 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } L_x: V_u^y = \frac{P}{3l_y} = \frac{277.72}{3 \times 6.4} = 14.47 \text{ KN}$$

$$V_u = \max \{ V_u^x, V_u^y \}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 16 = 14.4$$

$$\tau_u = \frac{15.96}{bd} = \frac{15.96 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Combinaisons de charges

#### A l'ELS :

$$q_u = G + Q = 4.21 + 2.5$$

$$q_u = 6.71 \text{ KN/ml}$$

On a  $0.4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travail dans les deux sens.

$$\text{Dans le sens } L_x: M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y: M_y = \mu_y M_x$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans notre cas :

$$\rho = 0.72; \nu = 0.2 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0719 \times 6.71 \times 4.6^2 = 10.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.6063 \times 10.20 = 6.19 \text{ KN.m}$$

#### Dans le sens de la petite portée x-x :

$$\text{En travées : } M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 10.20 = 7.65 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 10.20 = 5.10 \text{ KN.m.}$$

#### Dans le sens de la grande portée y-y :

$$\text{En travées : } M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 6.19 = 4.65 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 6.19 = 3.095 \text{ KN.m.}$$

**Ferraillage à l'ELS :**

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; d = ht - c = 16 - 3 \text{ cm} = 13 \text{ cm}.$$

**Dans le sens de la petite portée : x-x**• **Aux appuis :**

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,022 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.1 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **En travées :**

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.65 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,032 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.65 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Dans le sens de la grande portée : y-y**• **Aux appuis:**

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.095 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,095 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,676 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **Entravée:**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,65 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,019 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA) donc}$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,019 \rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,65 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,038 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Tableau récapitulatif :**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des armatu	St(cm)
Sur appuis	x-x	5.1	0.022	0.989	1.14	2.01	4HA8	25
	y-y	3.095	0.012	0.994	0.676	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	7.65	0.032	0.984	1.71	2.01	4HA8	25
	y-y	4.65	0.019	0.990	1.038	2.01	4HA8	25

**Tableau III.5.1.Ferrailage de la dalle pleine parking.**

**Vérification à L'ELS :**

**1) Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u^{\max}}{M_s^{\max}}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{6.57}{5.1} = 1.288$$

$$\alpha < \frac{1.288-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.394$$

$$\mu_b = 0,027 \rightarrow \alpha = 0,0342$$

$$\alpha = 0.0342 < 0.394 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{9.85}{7.65} = 1.287$$

$$\alpha < \frac{1.287-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.393$$

$$\mu_b = 0,041 \rightarrow \alpha = 0,0523$$

$$\alpha = 0.0523 < 0.393 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### **-Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{16}{640} = 0.025 \leq 0.0625 \longrightarrow \text{C.N.V}$$

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{l} = 0.025 < \frac{9.85}{10 \times 13.135} = 0.075 \longrightarrow \text{C.N.V}$$

$$\bullet A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$$

$$3.14 < \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65 \longrightarrow \text{C.V}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées alors, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$F = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{F}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{\left(\frac{bh^2}{2}\right) + 15 \cdot A_t \cdot d}{B_0}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 16) + (15 \times 3.14)$$

$$B_0 = 1647.1$$

$$V_1 = \frac{\left(\frac{100 \times 16^2}{2}\right) + 15 \times 3.14 \times 13}{1647.1}$$

$$V_1 = 8.14 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.14$$

$$V_2 = 7.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (1024.94) + 15 \times 3.14 \times (7.86 - 3)^2$$

$$I_0 = 35277.15 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

$$\rho_1 = \frac{A_t}{bd} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.24$$

$$\longrightarrow \beta = 0.861$$

$$\lambda = \frac{0.02 + f_{t28}}{2 + 3\left(\frac{b}{b_0}\right) \times \rho} = \frac{0.02 + 2.1}{2 + 3\left(\frac{100}{100}\right) \times 0.24} = 0.779$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A} = \frac{7.65 \times 10^3}{0.861 \times 13 \times 3.14} = 217.66 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.24 \times 217.16 + 2.1}$$

$$\mu = 0.84$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu} = \frac{1.1 \times 35277.15}{1 + 0.84}$$

$$I_{fv} = 23456.19 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.65 \times 10^3 \times 640^2}{10 \times 10721.4 \times 10^2 \times 23456.19}$$

$$F = 0.0125 \leq \bar{F} = 0.5 + \frac{640}{1000} = 1.14 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.2.2. Plancher RDC (étage courant) :****Combinaisons de charges**

A l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,70 + 1,5 \times 1,5$$

$$q_u = 11,30 \text{ KN/ml}$$

On a  $0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{Dans le sens } L_x : M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_y = \mu_y M_x$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans notre cas:

$$\rho = 0,72 ; \nu = 0 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,4624 \end{cases}$$

$$M_x = 0,0658 \times 11,30 \times 4,6^2 = 15,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,4624 \times 15,73 = 7,27 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens de la petite portée x-x :**

$$\text{En travées : } M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 15,73 = 11,80 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 15,73 = 4,72 \text{ KN.m.}$$

**Dans le sens de la grande portée y-y :**

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 7,27 = 5,45 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7,27 = 2,18 \text{ KN.m.}$$

**Ferraillage à l'ELU :**

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; d = h - c = 16 - 3 \text{ cm} = 13 \text{ cm.}$$

**Dans le sens de la petite portée : x-x**

- **Aux appuis :**

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.87 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,032 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{7.87 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **En travées :**

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.80 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,045 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,045 \rightarrow \beta = 0,977.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.80 \times 10^3}{0,977 \times 13 \times 348} = 2,44 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### Dans le sens de la grande portée : y-y

- **Aux appuis:**

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,015 < 0,392$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,015 \rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,64 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,811 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **En travée:**

$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.45 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,022 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.45 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Tableau récapitulatif :**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	Acalculée (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des armatu	St(cm)
Sur appuis	x-x	7.87	0.032	0.984	1.77	2.01	4HA8	25
	y-y	3.64	0.015	0.992	0.811	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	10.80	0.045	0.977	2.44	3.14	4HA10	25
	y-y	5.45	0.022	0.989	1.22	2.01	4HA8	25

**Tableau III.5.1.Ferrailage de la dalle d'étage courant.**

**Vérification à l'état limite ultime :**

**5) Condition de non fragilité (ArtB.7, 4/BAEL91):**

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec :  $\rho_0$ : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400)

$A_{min}$  : section minimale d'armature.

$b \times h$  : Section totale du béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,72$$

**Direction principale (suivant x-x) :**

$$A_{\min}^x = 0,0008 \times 100 \times 16 \times \left( \frac{3 - 0,72}{2} \right) = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1,46 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1,46 \text{ cm}^2$$

**Direction secondaire (suivant y-y) :**

$$A_{\min}^y = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,28 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**6) Diamètre maximal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21) :**

Nous devons vérifier que :  $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h_e}{10}$

$\emptyset$ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**7) Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

✓ Condition vérifiée dans les deux sens.

**8) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$$P_u = q_u \times l_x \times l_y = 11.30 \times 4.6 \times 6.4$$

$$P_u = 332.672 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Au milieu de } L_y: V_u^x = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{332.672}{2 \times 6.4 + 4.6} = 19.12 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } L_x: V_u^y = \frac{P}{3l_y} = \frac{332.672}{3 \times 6.4} = 17.33 \text{ KN}$$

$$V_u = \max \left\{ V_u^x, V_u^y \right\}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 16 = 14.4$$

$$\tau_u = \frac{19.12}{bd} = \frac{19.12 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,133 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Combinaisons de charges

#### A l'ELS :

$$q_u = G + Q = 6.7 + 1.5$$

$$q_u = 8.20 \text{ KN/ml}$$

On a  $0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{Dans le sens } L_x: M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y: M_y = \mu_y M_x$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans notre cas:

$$\rho = 0.72; \nu = 0.2 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,6063 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0719 \times 8.20 \times 4.6^2 = 12.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.6063 \times 8.20 = 4.97 \text{ KN.m}$$

#### Dans le sens de la petite portée x-x :

$$\text{En travées : } M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 12.48 = 9.36 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 12.48 = 6.24 \text{ KN.m.}$$

**Dans le sens de la grande portée y-y :**

**En travées :**  $M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 4,97 = 3,73 \text{ KN.m.}$

**Aux appuis :**  $M_y^a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 4,97 = 2,49 \text{ KN.m.}$

### Ferraillage à l'ELS :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$b = 100 \text{ cm}; d = ht - c = 16 - 3\text{cm} = 13 \text{ cm.}$

**Dans le sens de la petite portée : x-x**

- **Aux appuis :**

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,24 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987.$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,24 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,40 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm.}$

- **En travées :**

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{9,36 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,039 \rightarrow \beta = 0,980.$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,36 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Dans le sens de la grande portée : y-y**

- **Aux appuis:**

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995.$

$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.49 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,553 \text{ cm}^2.$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **En travée:**

$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.73 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992.$

$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.73 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2.$

On opte pour  $A_{st}^t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Tableau récapitulatif :**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des armatu	St(cm)
Sur appuis	x-x	6.24	0.026	0.987	1.40	2.01	4HA8	25
	y-y	2.49	0.010	0.995	0.553	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	9.36	0.039	0.980	2.22	3.14	4HA10	25
	y-y	3.73	0.016	0.992	0.83	2.01	4HA8	25

**Tableau III.5.1. Ferrailage de la dalle d'étage courant.**

**Vérification à L'ELS :**

**2) Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u^{\max}}{M_s^{\max}}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{7.87}{6.24} = 1.261$$

$$\alpha < \frac{1.261 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.381$$

$$\mu_b = 0.032 \rightarrow \alpha = 0.0406$$

$$\alpha = 0.0406 < 0.394 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{10.80}{9.36} = 1.154$$

$$\alpha < \frac{1.154 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.327$$

$$\mu_b = 0.045 \rightarrow \alpha = 0.0589$$

$$\alpha = 0.0589 < 0.393 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**-Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{16}{640} = 0.025 \leq 0.0625 \longrightarrow \text{C.N.V}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$$\frac{h}{l} = 0.025 < \frac{11.80}{10 \times 15.73} = 0.075 \longrightarrow \text{C.N.V}$$

- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

$$3.14 < \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65 \longrightarrow \text{C.V}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées alors, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$F = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{F}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{\left(\frac{bh^2}{2}\right) + 15A_t \cdot d}{B_0}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 16) + (15 \times 3.14)$$

$$B_0 = 1647.1$$

$$V_1 = \frac{\left(\frac{100 \times 16^2}{2}\right) + 15 \times 3.14 \times 13}{1647.1}$$

$$V_1 = 8.14 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.14$$

$$V_2 = 7.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(1024.94) + 15 \times 3.14 \times (7.86 - 3)^2$$

$$I_0 = 35277.15 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{bd} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.24 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.861$$

$$\lambda = \frac{0.02 + f_{t28}}{2 + 3\left(\frac{b}{b_0}\right) \times \rho} = \frac{0.02 + 2.1}{2 + 3\left(\frac{100}{100}\right) \times 0.24} = 0.779$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A} = \frac{9.36 \times 10^3}{0.861 \times 13 \times 3.14} = 266.32 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.24 \times 266.32 + 2.1}$$

$$\mu = 0.867$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu} = \frac{1.1 \times 35277.15}{1 + 0.867}$$

$$I_{fv} = 20784.609 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9.36 \times 10^3 \times 640^2}{10 \times 10721.4 \times 10^2 \times 20784.609}$$

$$F = 0.017 \leq \bar{F} = 0.5 + \frac{640}{1000} = 1.14 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.2.3. Plancher terrasse inaccessible :****Combinaisons de charges**

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,42 + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 11,517 \text{ KN/ml}$$

On a  $0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens  $L_x$  :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens  $L_y$  :  $M_y = \mu_y M_x$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans notre cas :

$$\rho = 0,72 ; \nu = 0 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,4624 \end{cases}$$

$$M_x = 0,0658 \times 11,517 \times 4,6^2 = 16,035 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,4624 \times 16,035 = 7,415 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens de la petite portée x-x :**

**En travées :**  $M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 16,035 = 12,026 \text{ KN.m}$ .

**Aux appuis :**  $M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,5 \times 16,035 = 8,018 \text{ KN.m}$ .

**Dans le sens de la grande portée y-y :**

**En travées :**  $M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 7,415 = 5,561 \text{ KN.m}$ .

**Aux appuis :**  $M_y^a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 7,415 = 3,708 \text{ KN.m}$ .

**Ferraillage à l'ELU :**

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; d = h_t - c = 16 - 3 \text{ cm} = 13 \text{ cm}.$$

Dans le sens de la petite portée : x-x

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.018 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,033 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA) donc}$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,033 \rightarrow \beta = 0,984.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.018 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,8 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- En travées :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.026 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,050 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA) donc}$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,05 \rightarrow \beta = 0,974.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.026 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,73 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans le sens de la grande portée : y-y

- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.708 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,015 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,015 \rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.708 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Entravée:

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.561 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,023 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA) donc}$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,023 \rightarrow \beta = 0,989.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.561 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1.24 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Tableau récapitulatif :**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des armatu	St(cm)
Sur appuis	x-x	8.018	0.033	0.984	1.8	2.01	4HA8	25
	y-y	3.708	0.015	0.992	0.83	2.01	4HA8	25
Entravée	x-x	12.026	0.05	0.974	2.73	3.14	4HA10	25
	y-y	5.561	0.023	0.989	1.24	2.01	4HA8	25

Tableau III.5.1.Ferrailage de la dalle terrasse inaccessible.

**Vérification à l'état limite ultime :**

**9) Condition de non fragilité (ArtB.7, 4/BAEL91):**

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec :  $\rho_0$ : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400)

$A_{min}$  : section minimale d'armature.

$b \times h$  : Section totale du béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,72$$

**Direction principale (suivant x-x) :**

$$A_{min}^x = 0,0008 \times 100 \times 16 \times \left( \frac{3 - 0,72}{2} \right) = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1,46 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1,46 \text{ cm}^2$$

**Direction secondaire (suivant y-y) :**

$$A_{\min}^y = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**10) Diamètre maximal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21) :**

Nous devons vérifier que :  $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h_e}{10}$

$\emptyset$ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**11) Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

✓ Condition vérifiée dans les deux sens.

**12) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$$P_u = q_u \times l_x \times l_y = 11,51 \times 4,6 \times 6,4$$

$$P_u = 338,85 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Au milieu de } L_y: V_u^x = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{338.85}{2 \times 6.4 + 4.6} = 19.47 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } L_x: V_u^y = \frac{P}{3l_y} = \frac{338.86}{3 \times 6.4} = 17.65 \text{ KN}$$

$$V_u = \max \{ V_u^x, V_u^y \}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 16 = 14.4$$

$$\tau_u = \frac{15.96}{bd} = \frac{19.47 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Combinaisons de charges

#### A l'ELS :

$$q_u = G + Q = 7.42 + 1$$

$$q_u = 8.42 \text{ KN/ml}$$

On a  $0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{Dans le sens } L_x: M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y: M_y = \mu_y M_x$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans notre cas:

$$\rho = 0.72; \nu = 0.2 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,6063 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0719 \times 8.42 \times 4.6^2 = 12.81 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.6063 \times 12.81 = 7.77 \text{ KN.m}$$

#### Dans le sens de la petite portée x-x :

$$\text{En travées : } M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 12.81 = 9.607 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 12.81 = 6.405 \text{ KN.m.}$$

#### Dans le sens de la grande portée y-y :

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 7.77 = 5.83 \text{ KN.m.}$$

**Aux appuis :**  $M_y^a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 7,77 = 3,88 \text{KN.m.}$

### Ferraillage à l'ELS :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$b = 100 \text{ cm}; d = ht - c = 16 - 3 \text{ cm} = 13 \text{ cm.}$

#### **Dans le sens de la petite portée : x-x**

- **Aux appuis :**

$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.405 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987.$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.405 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm.}$

- **En travées :**

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.607 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980.$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.607 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### **Dans le sens de la grande portée : y-y**

- **Aux appuis:**

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992.$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,88 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **Entravée:**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,83 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Tableau récapitulatif :**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	Acalculée (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des armatu	St(cm)
Sur appuis	x-x	6.405	0.026	0.987	1.43	2.01	4HA8	25
	y-y	3.88	0.016	0.992	0.86	2.01	4HA8	25
Entravée	x-x	9.607	0.040	0.980	2.16	3.14	4HA10	25
	y-y	5.83	0.024	0.988	1.3	2.01	4HA8	25

**Tableau III.5.1.Ferrailage de la dalle terrasse inaccessible.**

**Vérification à L'ELS :**

**3) Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u^{\max}}{M_s^{\max}}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{8.018}{6.405} = 1.25$$

$$\alpha < \frac{1.25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.375$$

$$\mu_b = 0,033 \rightarrow \alpha = 0,0419$$

$$\alpha = 0.0419 < 0.375 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{12.026}{9.607} = 1.25$$

$$\alpha < \frac{1.25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.375$$

$$\mu_b = 0,050 \rightarrow \alpha = 0,0641$$

$$\alpha = 0.0641 < 0.375 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**-Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{16}{640} = 0.025 \leq 0.0625 \longrightarrow \text{C.N.V}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$$\frac{h}{l} = 0.025 < \frac{12.026}{10 \times 16.035} = 0.075 \longrightarrow \text{C.N.V}$$

- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

$$3.14 < \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65 \longrightarrow \text{C.V}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées alors, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$F = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{F}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{\left(\frac{bh^2}{2}\right) + 15 \cdot A_t \cdot d}{B_0}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 16) + (15 \times 3.14)$$

$$B_0 = 1647.1$$

$$V_1 = \frac{\left(\frac{100 \times 16^2}{2}\right) + 15 \times 3.14 \times 13}{1647.1}$$

$$V_1 = 8.14 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.14$$

$$V_2 = 7.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (1024.94) + 15 \times 3.14 \times (7.86 - 3)^2$$

$$I_0 = 35277.15 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

$$\rho_1 = \frac{A_t}{bd} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.24$$

$$\longrightarrow \beta = 0.861$$

$$\lambda = \frac{0.02 + f_{t28}}{2 + 3\left(\frac{b}{b_0}\right) \times \rho} = \frac{0.02 + 2.1}{2 + 3\left(\frac{100}{100}\right) \times 0.24} = 0.779$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A} = \frac{9.607 \times 10^3}{0.861 \times 13 \times 3.14} = 273.34 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.24 \times 273.34 + 2.1}$$

$$\mu = 0.986$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu} = \frac{1.1 \times 35277.15}{1 + 0.986}$$

$$I_{fv} = 19539.20 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9.607 \times 10^3 \times 640^2}{10 \times 10721.4 \times 10^2 \times 19539.20}$$

$$F = 0.019 \leq \bar{F} = 0.5 + \frac{640}{1000} = 1.14 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### III.3.Calcul des consoles :

#### Introduction :

Notre bâtiment est constitué de consoles en dalle pleine coulée sur place. Le calcul est assimilé à une console encastrée à une extrémité, elle est soumise à des charges permanentes  $G$ , au poids propre du garde corps, mur intérieur et leurs charges d'exploitation horizontale  $Q$ .

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple.

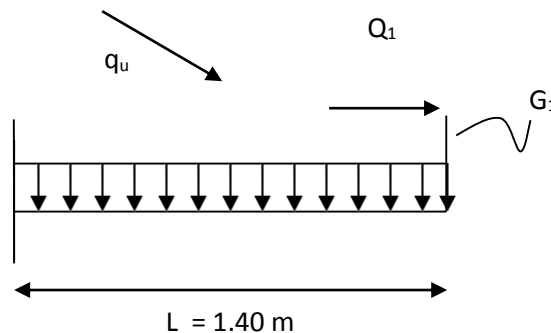


Figure III.3.2. Schéma statique de la console.

$q_u$  : charge et surcharge pondérée de la dalle.

$G_1$  : charge permanente du garde corps.

$Q_1$  : surcharge du garde corps.

$G_2$  : charge permanente du mur séparateur.

$Q_2$  : surcharge du mur séparateur.

#### III.3. 3.1. Dimensionnement du balcon et terrasse accessible :

L'épaisseur de la console est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm.}$$

Avec :  $L$  : largeur de la console.

On optera pour une épaisseur  $e_p = 16$  cm.

### III.3. 2. Détermination des sollicitations :

#### A. Détermination des charges et surcharges :

A.1. Charges permanentes : On travaille sur une bande de 1,00 m.

(Déjà calculé dans le 2<sup>ème</sup> chapitre).

- **Poids propre de la dalle :**

- La charge permanentes de la terrasse accessible et du balcon est  $G_1 = 7.29 \text{KN/m}^2$

- Poids par mètre linéaire :  $G_1 = 7.29 \times 1\text{m} = 7.29 \text{ KN/ml}$ .

- **Poids propre du garde corps :**

- Poids par mètre linéaire :  $G_2 = 1,62 \times 1\text{m} = 1,62 \text{ KN/ml}$ .

- **Poids propre du mur séparateur :**

- Poids par mètre linéaire :  $G_3 = 1,10 \times 1\text{m} = 1,49 \text{ KN/ml}$ .

#### A.2. Surcharge d'exploitations :

- **Surcharge d'exploitation de la dalle :**

$Q_1 = 3, 5 \text{ KN/ml}$ . (Donnée par le DTR BC2.2)

- **Surcharge horizontale due à la main courante :**

$Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$ .

$Q_3 = 1 \text{ KN/ml}$ .

#### B. Combinaisons de charges :

$$L'ELU : \left\{ \begin{array}{l} - \text{Dalle: } q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = (1,35 \times 7.29) + (1,5 \times 3,5) = 15.10 \text{KN/ml} \\ - \text{Garde corps : } q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN/ml.} \\ - \text{Mur séparateur : } q_{u3} = 1,35 G_3 = 1,35 \times 1,10 = 1.49 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$L'ELS : \begin{cases} - \text{Dalle} : q_{s1} = G_1 + Q_1 = 7,29 + 3,5 = 10,79 \text{ KN/ml.} \\ - \text{Garde corps} : q_{s2} = G_2 = 1,62 = 1,62 \text{ KN/ml.} \\ - \text{Mur séparateur} : q_{s3} = G_2 = 1,1 = 1,1 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

### III.3. 3. Calcul à l'E.L.U :

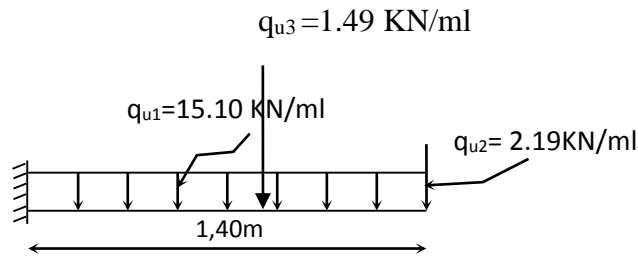


Figure III.3.3. Schéma statique (ELU)

#### A. Calcul des moments fléchissant :

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{15,10 \times 1,40^2}{2} = 14,80 \text{ KN. m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  :

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot l = 2,19 \times 1,40 = 3,07 \text{ KN. m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{u3}$  :

$$M_{qu3} = q_{u3} \cdot l = 1,49 \times 1,40 = 2,09 \text{ KN. m.}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} + M_{qu3} \quad \Longrightarrow \quad M_u = 20 \text{ KN. m.}$$

#### B. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} + q_{u3} = (15,10 \times 1,40) + 2,19 + 1,49 = 24,82 \text{ KN.}$$

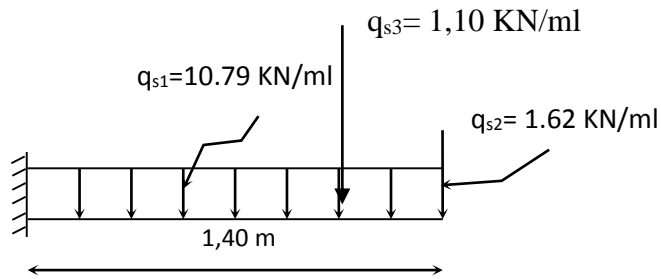
**III.3. 4. Calcul à l'E.L.S :**

Figure III.3.4. Schéma statique (ELS)

**A. Calcul des moments fléchissant :**

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{s1}$

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{10,79 \times 1,40^2}{2} = 10,58 \text{ KN. m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  :

$$M_{qs2} = q_{s2} \cdot l = 1,62 \times 1,40 = 2,27 \text{ KN. m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{s3}$  :

$$M_{qs3} = q_{s3} \cdot l = 1,10 \times 1,40 = 1,54 \text{ KN. m.}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} + M_{qs3} \quad \Longrightarrow \quad M_s = 14,39 \text{ KN. m.}$$

**B. Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_s = q_{s1} \cdot l + q_{s2} + q_{s3} = (10,58 \times 1,40) + 1,62 + 1,54 = 18 \text{ KN.}$$

**III.3. 5. Ferrailage à l'ELU :**

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = e_p - c = 16 - 3 = 13 \text{ cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

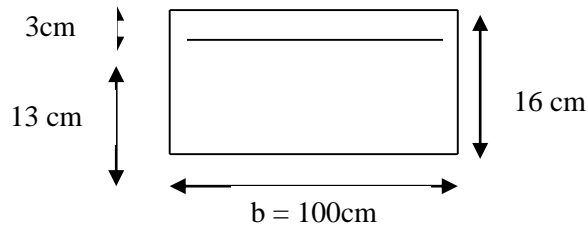


Figure III.3.5. Section de calcul.

**➤ Armatures principales (longitudinales) :**

- On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,083$$

$$\mu_u = 0,083 < 0,186 \Rightarrow \text{Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée } A' = 0$$

$$\mu_u = 0,083 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0,083 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,956$$

- La section d'armatures tendus vaut :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20 \times 10^3}{0,956 \times 13 \times 348} = 4,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **6HA12**  $\Rightarrow A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$ , avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm.}$$

**➤ Armatures de répartitions :(transversales) :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

- Choix des barres :

On opte pour une section d'armature **4HA8**  $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

### III.3. 6. Vérifications à l'ELU :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc, la fissuration est jugée préjudiciable.

#### ➤ Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{min}$ .

On doit vérifiée que :  $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

En travée :  $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Aux appuis:  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### ➤ Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99) :

- Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(48; 33) = 33\text{cm}$

$$S_{t1} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(64; 45) = 45\text{cm}$

$$S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures sont convenablement réparties.

#### ➤ Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :

On doit vérifier que :  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,82 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,7} = 1,408 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, ... etc)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\gamma_b = 1,5 ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{24,82 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{\max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 0,117 \text{ m.}$$

$$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 0,117 \times \frac{25}{1,15} = 1017,44 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 24,82 \text{ KN} < 1017,44 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

- La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 \quad \Longrightarrow \quad L_c = 18 \text{ cm}$$

### III.3. 7. Vérifications à l'ELS :

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

**B. Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1,d} \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

→ Fissuration préjudiciable.

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} \text{HA : } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{feE400} \Rightarrow \eta = 1,6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667 ; 201.636 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa.}$$

### Calcul $\beta_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} \rightarrow \rho_1 = 0,52$$

$$\rho_1 = 0,52 \rightarrow \left\{ \beta_1 = 0,892 \right\} \dots \text{à partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{14.39 \times 10^6}{0,892 \times 130 \times 678} = 183 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 183 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

### C. Vérification des contraintes dans le béton:

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u^{\max}}{M_s^{\max}}$$

$$\gamma = \frac{20}{14.39} = 1.39$$

$$\alpha < \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\mu_b = 0.083 \rightarrow \alpha = 0.1099$$

$$\alpha = 0.1099 < 0.445 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le calcul  $\sigma_{sc}$  n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

### Vérifications :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{140} = 0,114 > \frac{1}{16} = 0,062$ .....condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{16}{140} = 0,114 > \frac{1}{10} \times \frac{14.39}{20} = 0,072$ .....condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ .....condition vérifiée.

### Remarque :

Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armatures principales **6HA12** avec **St** = 16 cm.
- Armatures de répartitions **4HA8** avec **St** = 25 cm

III.3. 8. Schéma de ferrailage :

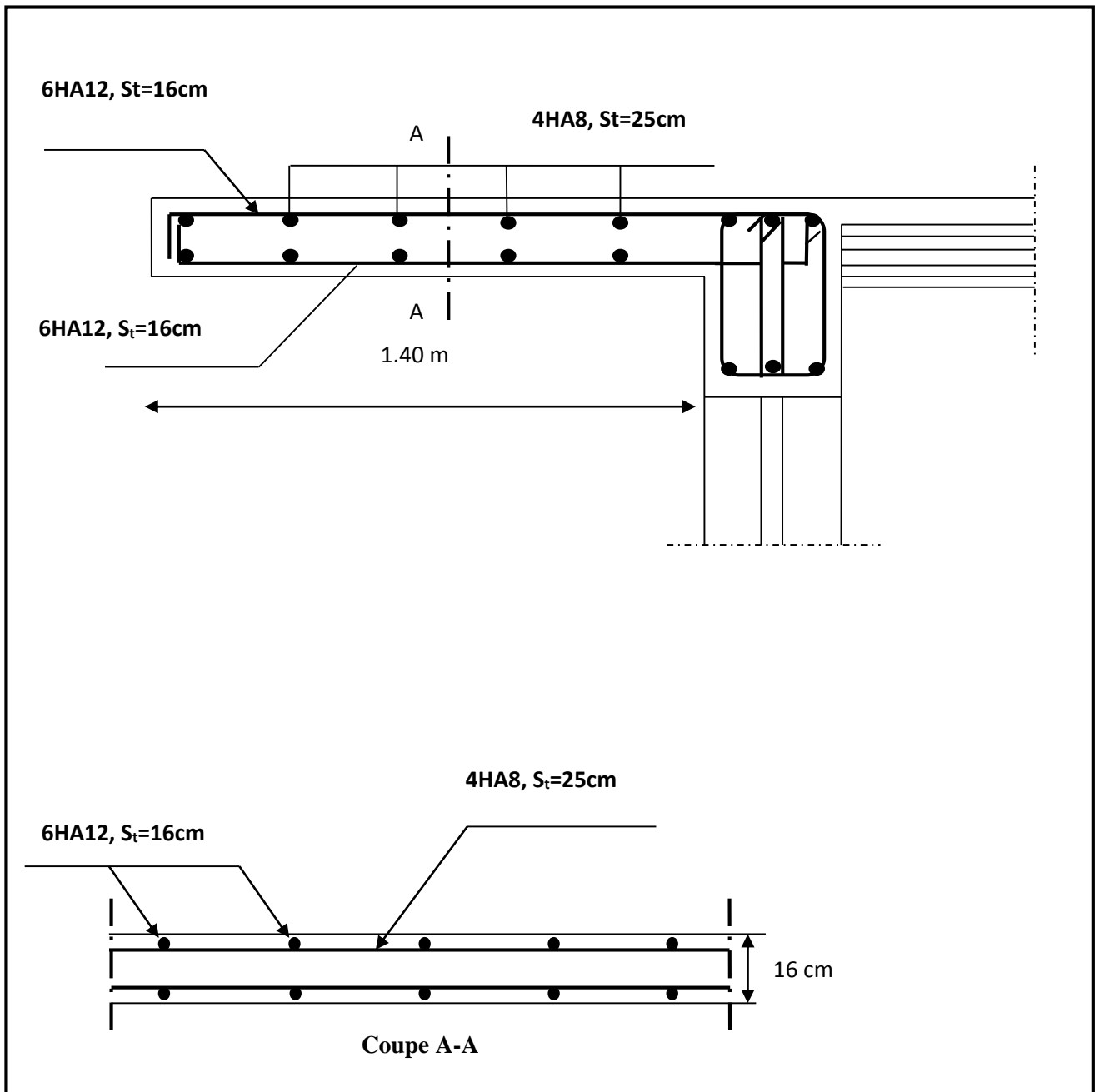


Figure III.3.6. Plan de ferrailage de la console.

**III.3. 3.2. Dimensionnement du porte à faux :**

L'épaisseur de la console est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.}$$

Avec : L : largeur de la console.

On optera pour une épaisseur  $e_p = 16 \text{ cm}$ .

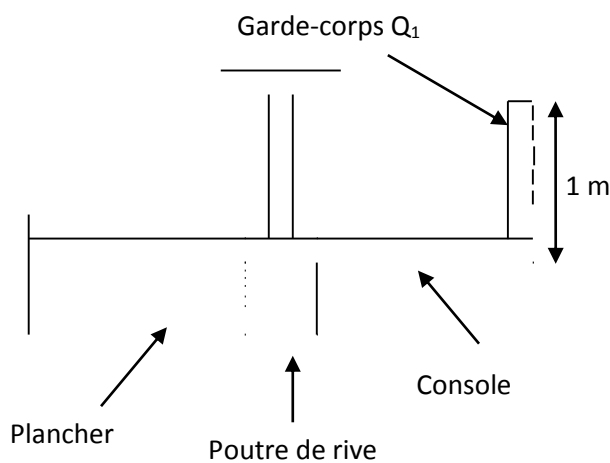


Figure III.3.1. Coupe verticale de la console.

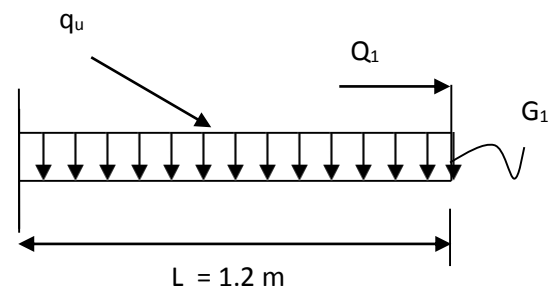


Figure III.3.2. Schéma statique de la console.

$q_u$  : charge et surcharge pondérée de la dalle.

$G_1$  : charge permanente du garde corps.

$Q_1$  : surcharge du garde corps.

**Détermination des sollicitations :****A. Détermination des charges et surcharges :**

**A.1. Charges permanentes :** On travaille sur une bande de 1,00 m.

- Poids propre de la dalle :

La charge permanentes du porte a faux est  $G_1 = 6.70 \text{KN/m}^2$  (Déjà calculé dans le 2<sup>ème</sup> chapitre).

- Poids par mètre linéaire :  $G_1 = 6.70 \times 1\text{m} = 6.70 \text{KN/ml}$ .

**Poids propre du mur extérieur :**

N°	Éléments	Poids volumique □□ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit ciment	18.00	0.02	0.36
02	Brique creuse	9.00	2 x 0.10	1.8
03	Lame d'air	-	0.05	-
04	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
				Totale $G_{m,e} = 2.36 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II-5 : Charge permanents pour Mur extérieur.**

- Poids par mètre linéaire :  $G_2 = 2.36 \times 1\text{m} = 2.36 \text{KN/ml}$ .

**A.2. Surcharge d'exploitations :**

- **Surcharge d'exploitation de la dalle :**

$Q_1 = 1.5 \text{ KN/ml}$ . (Donnée par le DTR BC2.2)

- **Surcharge horizontale due à la main courante :**

$Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$ .

**C. Combinaisons de charges :**

$$\text{L'ELU : } \left\{ \begin{array}{l} - \text{ Dalle : } q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = (1,35 \times 6.70) + (1,5 \times 1.5) = 11.295 \text{ KN/ml} \\ - \text{ Mur extérieur: } q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 2.36 = 3.186 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\text{L'ELS : } \left\{ \begin{array}{l} - \text{ Dalle : } q_{s1} = G_1 + Q_1 = 6.7 + 1,5 = 8.2 \text{ KN/ml.} \\ - \text{ Mur extérieur: } q_{s2} = G_2 = 2.36 = 2.36 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

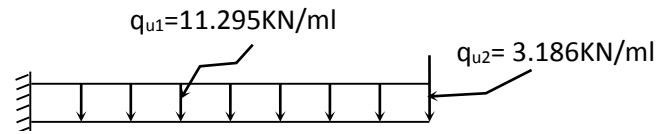
**III.3. 3. Calcul à l'E.L.U :**

Figure III.3.3.Schéma statique (ELU)

**C. Calcul des moments fléchissant :**

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{11.295 \times 1,20^2}{2} = 8.14 \text{ KN. m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  :

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot l = 3.186 \times 1,20 = 3.83 \text{ KN. m.}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11,96 \text{ KN. m.}$$

**D. Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = (11.295 \times 1,20) + 3.186 = 16.74 \text{ KN.}$$

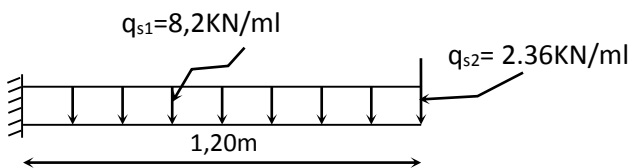
**III.3. 4. Calcul à l'E.L.S :****C. Calcul des moments fléchissant :**

Figure III.3.4.Schéma statique (ELS)

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{s1}$

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{8.2 \times 1,20^2}{2} = 5.90 \text{ KN. m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  :

$$M_{qs2} = q_{s2} \cdot l = 2.36 \times 1,20 = 2.832 \text{ KN. m.}$$

Le moment total est :

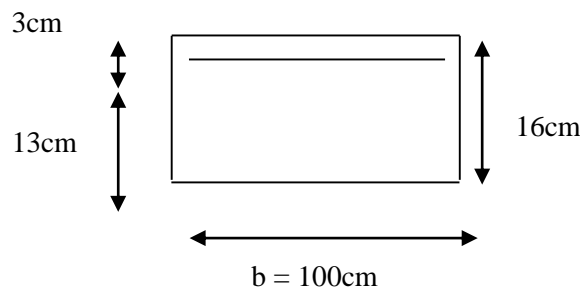
$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 8.732 \text{ KN. m.}$$

#### **D. Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_s = q_{s1} \cdot l + q_{s2} = (8.2 \times 1,20) + 2.36 = 12.2 \text{ KN.}$$

#### **III.3. 5. Ferrailage à l'ELU :**

$$b = 1\text{m} ; c = 3\text{cm} ; d = e_p - c = 16 - 3 = 13\text{cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$



➤ **Armatures principales (longitudinales) :**

- On calcule le moment **Figure III.3.5. Section de calcul.**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,96 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,049$$

$$\mu_u = 0,049 < 0,186 \Rightarrow \text{Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée } A' = 0$$

$$\mu_u = 0,049 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0,049 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,975$$

- La section d'armateurs tendus vaut :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,96 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA10**  $\Rightarrow A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de répartitions :(transversales) :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2.$$

- Choix des barres :

On opte pour une section d'armature **4HA8**  $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

### III.3. 6. Vérifications à l'ELU :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc, la fissuration est jugée préjudiciable.

➤ **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99) :**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{min}$ .

On doit vérifiée que :  $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

En travée :  $A_{st} = 3,14 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Aux appuis:  $A_a = 2,01 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99) :**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33\text{cm}$

$$S_{t1} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45\text{cm}$

$$S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures sont convenablement réparties.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm; } n : \text{ nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,74 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,7} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, ... etc)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{16,74 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{\max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 0,117 \text{ m.}$$

$$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 0,117 \times \frac{25}{1,15} = 1017,39 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 17,379 \text{ KN} < 1017,39 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

- La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \implies L_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « $L_c$ » est au moins égale à  $0,4L_s$  pour les aciers H.A.

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

### III.3. 7. Vérifications à l'ELS :

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

**D. Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1,d} A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

→ Fissuration préjudiciable.

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} \text{HA : } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{feE400} \implies \eta = 1,6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.667; 201.636\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa.}$$

**Calcul  $\beta_1$  :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} \rightarrow \rho_1 = 0,241$$

$$\rho_1 = 0,241 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 48.75 \\ \beta_1 = 0,860 \end{array} \right\} \dots \text{à partir des tableaux à l'ELS}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.732 \times 10^6}{0,860 \times 130 \times 314} = 248.738 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 248,738 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

✓ La section n'est pas vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

**Il faut calculer les armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{8.732 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 201.636} = 0.002$$

$$\mu_u = 0,002 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,999$$

$$A_{st} = \frac{8.732 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 201.636} = 3.34 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12**  $\Rightarrow A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} \rightarrow \rho_1 = 0,435$$

$$\rho_1 = 0,435 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 34,5 \\ \beta_1 = 0,899 \end{array} \right\} \dots \text{à partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8,732 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 560} = 133,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 133,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,636 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### E. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La section est rectangulaire
- ✓ La nuance des aciers est FeE400

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{11,96}{8,732} = 1,37$$

$$\alpha < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,434$$

$$\mu_b = 0,04 \rightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\alpha = 0,0510 < 0,434 \implies \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

### ➤ **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

### Vérifications :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,062$  .....condition vérifiée.
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0,13 > \frac{1}{10} \times \frac{8,732}{11,96} = 0,073$  .....condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,5}{100.13} = 0,0042 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$  .....condition vérifiée.

**Remarque :**

Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armatures principales **7HA10** avec **St** = 15 cm.
- Armatures de répartitions **4HA8** avec **St** = 20 cm.

III.3. 8. Schéma de ferrailage :

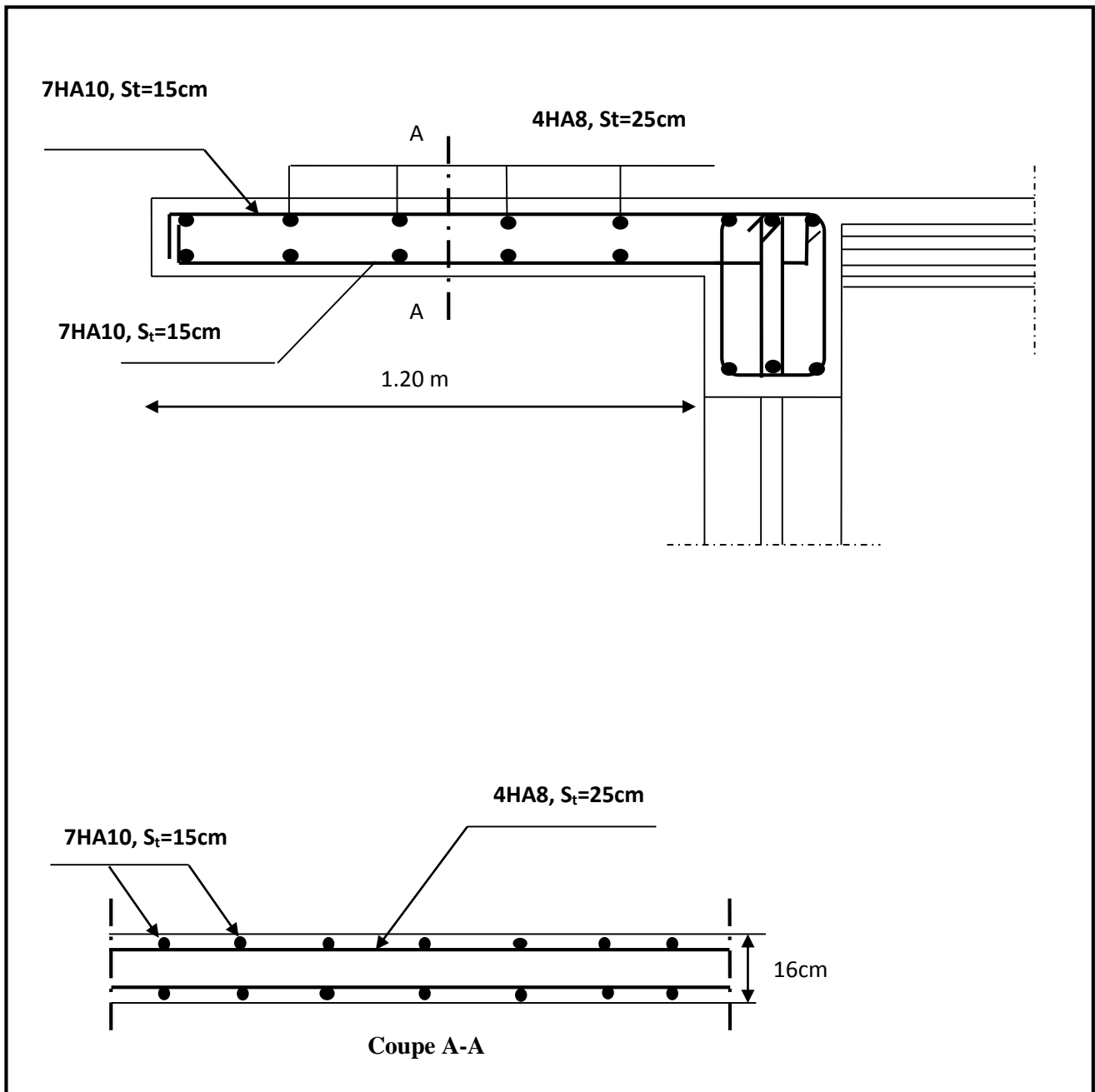


Figure III.3.6. Plan de ferrailage de la console.

**III.5.dalle salle machine :****Introduction :**

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur ses 4 côtés de vitesse d'entraînement  $v=1\text{m/s}$ . Le panneau est rectangulaire, la surface de la cabine est de  $(2.05 \times 2.25 = 4,6125 \text{ m}^2)$  pouvant charger 8 personnes. La charge totale transmise par le système de levage et de la cabine chargée est de 9 tonnes.

$$l_x = 1.75 \text{ m}; l_y = 1.85 \text{ m}; S = 3.24 \text{ m}^2; P = 90\text{KN}$$

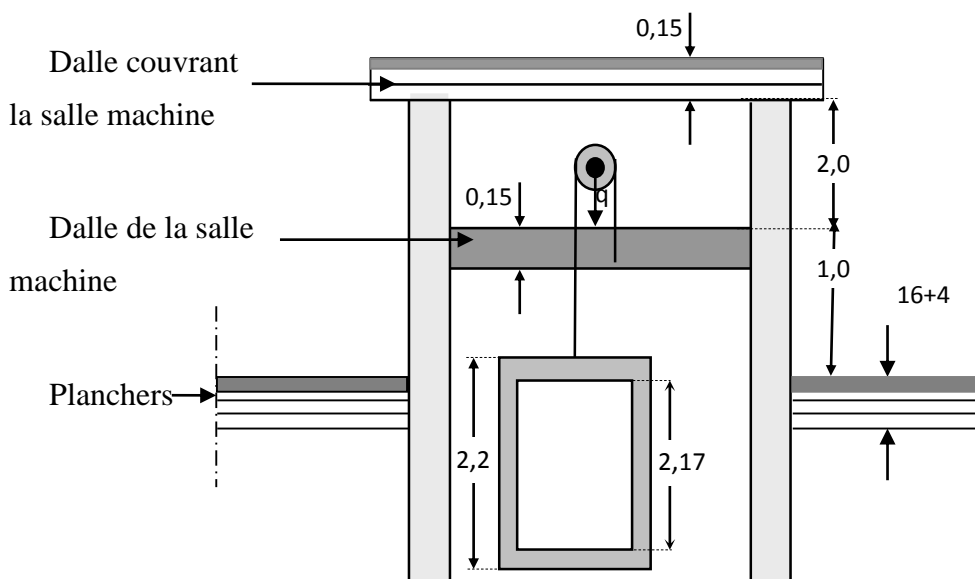


Figure III.5.1. Schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur.

**III.5.1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :**

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

**III.5.2. Dimensionnement:**

- **Hauteur de la dalle:**

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{175}{30} = 5.84 \text{ cm}$$

Avec :  $h_t$  qui doit être au moins égale à 12cm [RPA99version2003].

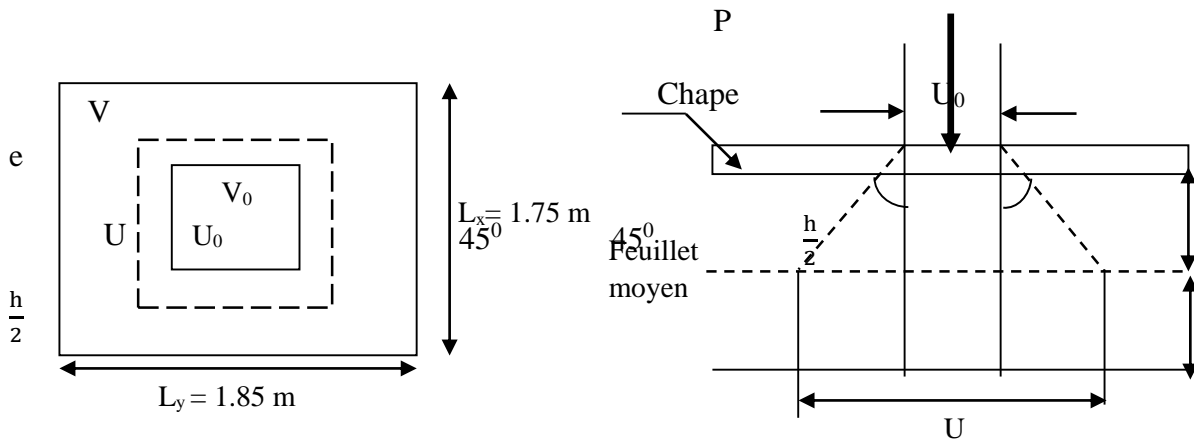
On optera pour une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$

**III.5.3. Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :**

La charge totale centrée  $P$  est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle  $UV$ .

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, ensuite on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

$U$  et  $V$  sont les cotés du rectangle sur lesquels s'applique la charge « $P$ » compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.



**Figure III.5.2. Schéma représentatif de la diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.**

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{185} = 0.946 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t & \longrightarrow & U = U_0 + K \times e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t & \longrightarrow & V = V_0 + K \times e + h_t \end{cases}$$

Avec :  $e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5\text{cm}$ )

$h_t$  : hauteur de la dalle ( $h_t = 15\text{cm}$ )

K : revêtement aussi solide que le béton (K = 2).

$U_0, V_0$ : cotés du rectangle dans lequel la charge q est concentrée ( $U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ ).

Le coefficient  $\xi$  dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton  $\rightarrow \xi = 1.0$ .

D'où :  $U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$ .

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

**III.5.4. Détermination des sollicitations :**

**A l'ELU :**

$q_u = 1,35G + 1,5Q$  (Charge uniformément répartie sur une bande de 1 m.)

$p_u = 1,35P$  (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle :  $G = (25 \times ht + 22 \times e) = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/ml}$

$p_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$

**A l'ELS :**

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

$p_s = P = 90 \text{ KN}$

**III.5.4. Calcul des moments à l'ELU :**

**A. Calcul des Moment  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :**

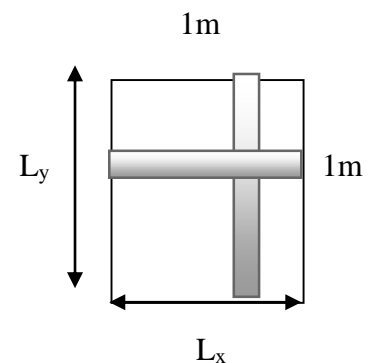
Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de longueur dans les sens de la petite et de la grande portée sont respectivement:

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = p_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec:

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$ : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens xx et yy, dues à la charge concentrée.



**Figure III.5.3. La section à étudier pour le ferrillage**

P : intensité de la charge concentrée.

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

$M_1$  et  $M_2$ : coefficients donnés en fonction de  $\left(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y}\right)$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$\nu$ : Coefficient de Poisson  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{175}{185} = 0,946 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{175} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{185} = 0,56 \end{cases} \rightarrow \text{après interpolation, on aura } \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

- à l'ELU :  $\nu = 0$

$$M_{x1}^u = p_u M_1 = 121.5 \times 0.085 = 10.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^u = p_u M_2 = 121.5 \times 0.067 = 8.14 \text{ KN.m.}$$

**B. Moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

On a  $0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens  $L_x$  :  $M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens  $L_y$  :  $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans notre cas:

$$\rho = 0,946 ; \nu = 0 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD } \begin{cases} \mu_x = 0,0414 \\ \mu_y = 0,876 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$M_{x2}^u = 0,0414 \times 8,05 \times (1.75)^2 = 1.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2}^u = 0,876 \times 1,02 = 0.893 \text{ KN.m.}$$

**C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x^u = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 10.33 + 1.02 = 11.35 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 8.14 + 0.893 = 9.033 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**D. Correction des moments :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue, les moments seront minorés, en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**Dans le sens de la petite portée x-x :**

**En travées :**  $M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,35 = 9,648 \text{KN.m.}$

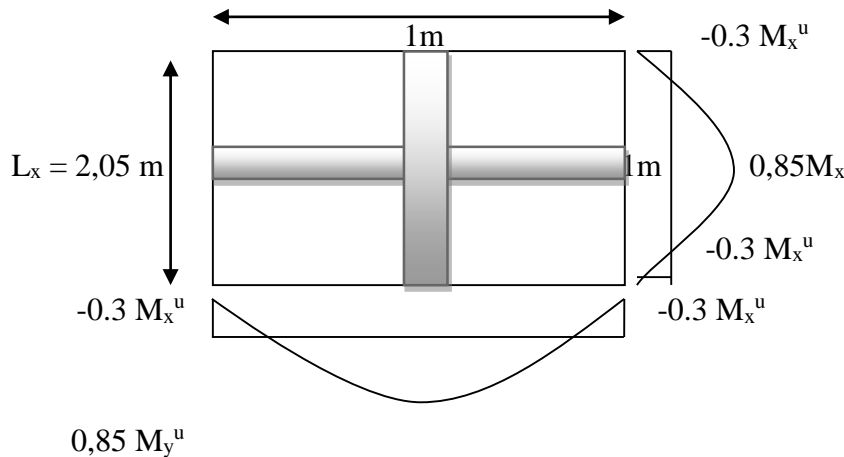
**Aux appuis :**  $M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,35 = 3,405 \text{KN.m.}$

**Dans le sens de la grande portée y-y :**

**En travées :**  $M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,033 = 7,678 \text{KN.m.}$

**Aux appuis :**  $M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,033 = 2,710 \text{KN.m.}$

$L_y = 2,25 \text{ m}$



**Figure III.5.4. Les moment en travées et aux appuis dans les deux sens ( $L_x, L_y$ ).**

**III.5.5. Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inferieur, tel que ses caractéristiques sont :

$b = 100 \text{ cm}; d = ht - c = 15 - 3\text{cm} = 12 \text{ cm.}$

**Dans le sens de la petite portée : x-x**

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.405 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,016 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.405 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,82 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.648 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,048 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.648 \times 10^3}{0,975 \times 12 \times 348} = 2,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Dans le sens de la grande portée : y-y**

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.710 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,014 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.710 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 348} = 0,653 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Entravée:**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.678 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,038 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.678 \times 10^3}{0,981 \times 12 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Tableau récapitulatif :**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	Acalculée (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des armatu	St(cm)
Sur appuis	x-x	3.405	0.016	0.992	0.82	2.01	4HA8	25
	y-y	2.710	0.014	0.993	0.653	2.01	4HA8	25
Entravée	x-x	9.648	0.048	0.975	2.37	3.14	4HA10	25
	y-y	7.678	0.038	0.981	1.88	2.01	4HA8	25

**Tableau III.5.1.Ferrailage de la dalle sale machine.**

**Remarque :**

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrée au-delà du contour théorique de la dalle.

**III.5.6. Vérification à l'état limite ultime :**

**13) Condition de non fragilité (ArtB.7, 4/BAEL91):**

Les armatures tendue d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant:

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec :  $\rho_0$ : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400)

$A_{min}$ : section minimale d'armature.

$b \times h$  : Section totale du béton.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0,94$$

**Direction principale (suivant x-x) :**

$$A_{\min}^x = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3 - 0,91}{2} \right) = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1,25 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1,25 \text{ cm}^2$$

**Direction secondaire (suivant y-y) :**

$$A_{\min}^y = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**14) Diamètre maximal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21) :**

Nous devons vérifier que :  $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h_e}{10}$

$\emptyset$ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**15) Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

✓ Condition vérifiée dans les deux sens.

**16) Condition de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.42) :**

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

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

$q_u$  : charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$\mu_c$  : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4.20 \text{ m}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 4.20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

✓ Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

**17) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U:  $T_{\max} = \frac{P}{2U+V} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$

Au milieu de V :  $T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,327 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$ .      → Condition vérifiée.

**III.5.7. Calcul des moments à l'ELS :**

**A. Moments engendrés par le système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\begin{cases} M_{x1}^s = ps (M_1 + v M_2) \\ M_{y1}^s = ps (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

Avec :

- A l'ELS :  $v = 0.2$  ,  $M_1 = 0.085 \text{ KN.m}$ ,  $M_2 = 0.067 \text{ KN.m}$

La charge concentrée :  $P_s = 90 \text{ KN}$ .

$$M_{x1}^s = 90 (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 8.856 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^s = 90 (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 7.56 \text{ KN.m.}$$

### **B. Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules :

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

Avec :  $q_s = 5,85 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0,946, \nu = 0,2 \Rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0487 \\ \mu_y = 0,915 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0,0487 \times 5,85 \times (1,75)^2 = 0,872 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,915 \times 0,872 = 0,80 \text{ KN.m}$$

### **C. Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 8.856 + 0.87 = 9.726 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7.565 + 0.80 = 8.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### **D. Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Dans le sens de la petite portée x-x :**

$$\text{En travées : } M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9.723 = 8.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9.723 = 2.92 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens de la grande portée y-y :**

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8.36 = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8.36 = 2.51 \text{ KN.m}$$

### **III.5.7. Vérification à L'ELS :**

a) Vérification des contraintes :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante:

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

- Sens x-x :

En travée :

On a :  $M_s = 8.27 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{8,27 \times 10^3}{0,919 \times 12 \times 3,14} = 238,82 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 238,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{238,82}{46,73} = 5,11 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 **Condition vérifiée.**

Aux appuis :  $M_s = - 2.92 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,933 \\ K_1 = 59,63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2.92 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 129.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 129.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{129.75}{59,63} = 2,17 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

**En travée :**  $M_s = 7.11 \text{ KN.m ; } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7.11 \times 10^3}{0,919 \times 12 \times 3,14} = 205.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 205.33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{205.33}{46,73} = 4.39 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**  $M_s = - 2.11 \text{ KN.m ; } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,933 \\ K_1 = 59,63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2.11 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 93.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 93.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{93.76}{59,63} = 1.57 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/modifié 99, Art 4.5.32) :**

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation (Art. B.7.5. BAEL.91) :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de la dalle égale à 15cm.
- $l_x$  : portée de la dalle égale à 205m.
- $M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle (sens xx).
- $M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (xx) pour une bande de 1 m.
- $A_x$ : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.
- d : hauteur utile de la bande.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{205} = 0,111 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{12.138}{20 \times 12.138} = 0,05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

✓ Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.5.8. Conclusion :**

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Sens x-x :**

Appuis : **4HA8** = **2.01** cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm.

Travée : **4HA10** = **3.14** cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm.

- **Sens y-y :**

Appuis : **4HA8** = **2.01** cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm.

Travée : **4HA10** = **3.14** cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm.

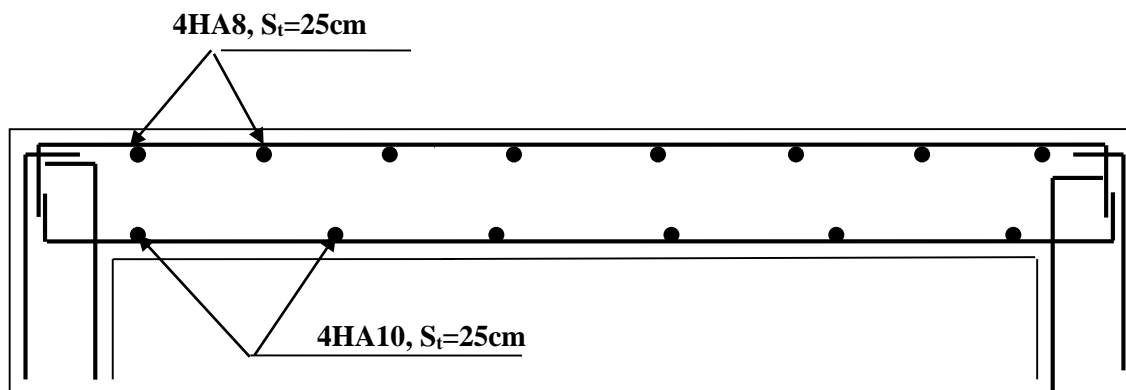
**III.5.9. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :**

Figure III.5.5. Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x et y-y.

## CALCUL DES ESCALIERS

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.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

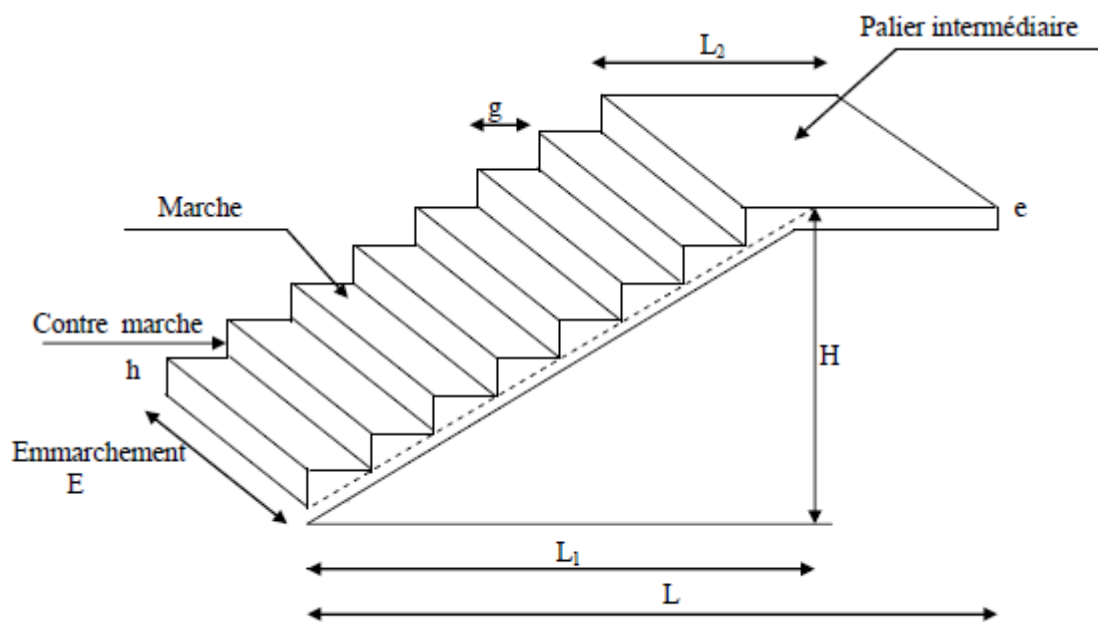


Figure III-4-1 : Coupe verticale de l'escalier

- g : giron
- h : hauteur de la contre marche
- e : épaisseur de la paillasse et du palier
- H : hauteur d'une volée
- L1 : portée projetée de la paillasse
- L2 : largeur du palier
- L : somme de la longueur de la paillasse et du palier

- **Pré-dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

- h : hauteur de la contre marche ( $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ )
- g : giron de la marche avec  $g \geq 23 \text{ cm}$

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

On a :

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

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

- Calcul du nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7$$

- Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches}$$

Vérification :

$$- 59 \text{ cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 64 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$- L'emmarchement est de 1.30 \text{ m} \geq 1.20 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1.55 \text{ m} \geq 1.10 \text{ ou } l_2 = 1.55 \text{ m} \geq 3(0.30) = 0.90 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

### Pré dimensionnement de la volée et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec } L_0 = L_1 + L_2$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{119}{180} = 0.661 \rightarrow \alpha = 33.46^\circ$$

$$L_0 = \frac{180}{\cos \alpha} + 155 = 370.83 \text{ cm}$$

Calcul de l'épaisseur :

$$\frac{370.83}{30} \leq e_p \leq \frac{370.83}{20} \rightarrow 12.361 \text{ cm} \leq e_p \leq 18.54 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de 15 cm

### Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m d'emmarchement.

**Charges permanentes :**

**Palier :**

N°	Éléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22.00	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
03	Couche de sable	18.00	0.02	0.36
04	Dalle pleine	25.00	0.15	3.75
05	Enduit ciment	18.00	0.015	0.27
<b>Total G<sub>palier</sub> = 5.22 KN/ml</b>				

**La volée:**

N°	Éléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22.00	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
03	Couche de sable	18.00	0.02	0.36
04	Dalle pleine (volée)	25.00	$\frac{e_p}{\cos\alpha} = 0.18$	4.50
05	Dalle pleine (marches)	25.00	$\frac{h}{2} = 0.09$	2.25
06	Garde corps	-	-	0.20
07	Enduit ciment	18.00	0.015	0.27
<b>Total G<sub>volée</sub> = 8.42 KN/ml</b>				

**a- Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR B.C.2.2 [19] pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

$$Q = 2.5 \text{ kN/ml.}$$

**b- Combinaisons de charges :**

**L'état limite ultime (ELU) :  $q_u = 1.35 G + 1.5Q$**

- La volée :  $q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.42 + 1,5 \times 2.5) = 15.12\text{KN/ml.}$

- Le palier :  $q_u = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.22 + 1,5 \times 2,5) = 10.80 \text{ KN/ml}$ .

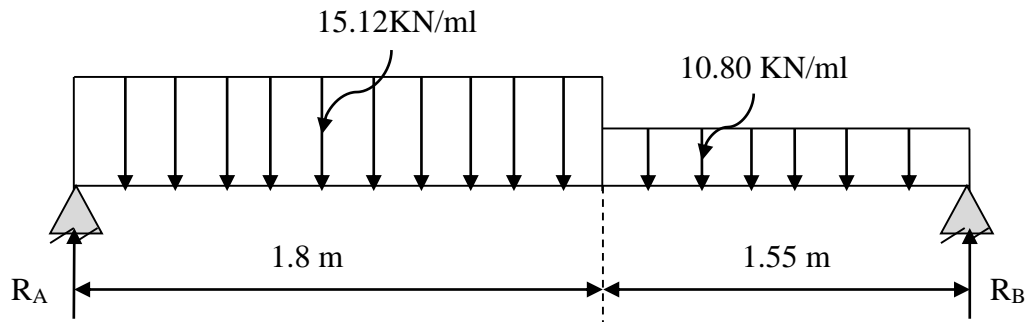


Figure III.4.3. Schéma statique de calcul à l'ELU.

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/yy = 0$$

$$R_A + R_B = (15.12 \times 1.8 + 10.8 \times 1.55) = 44.1 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$-R_B \times 3.35 + 15.12 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + 10.8 \times 1.55 \times \left(1.8 + \frac{1.55}{2}\right) = 0.$$

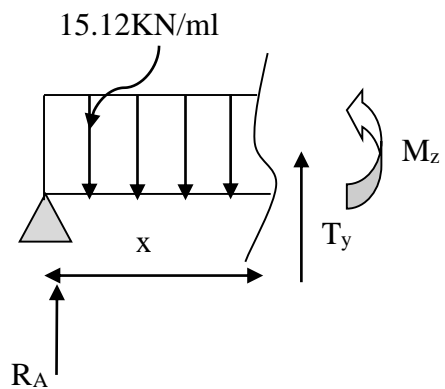
$$R_B = \frac{67.56}{3.35}$$

Donc :  $R_B = 20.18 \text{ KN}$ .

$$R_A = 23.92 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$  :



- Efforts tranchants :

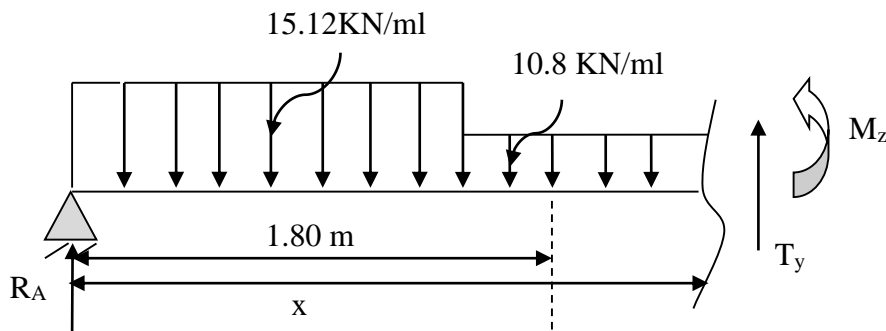
$$\sum F/yy' = 0 \rightarrow T_y = -15.12x + 23.92$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & \rightarrow T_y = 23,92 \text{ KN.} \\ x = 1.8 \text{ m} & \rightarrow T_y = -3.30 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = 23.92x - 15.12 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.8\text{m} \rightarrow M_z = 18.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 2<sup>er</sup> tronçon :  $1.8\text{m} \leq x \leq 3.35\text{m}$  :



• **Efforts tranchants :**

$$\sum F/yy' = 0 \rightarrow T_y = -15.12(1.8) - 10.8(x - 1.8) + 23.92$$

$$\begin{cases} x = 1.8\text{m} \rightarrow T_y = -3.30 \text{ KN.} \\ x = 3.35\text{m} \rightarrow T_y = -20.04 \text{ KN.} \end{cases}$$

• **Moments fléchissant :**

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = 23.92x - 15.12(1.80) \left[ x - \frac{1.80}{2} \right] - \frac{10.80}{2} (x - 1.8)^2$$

$$\begin{cases} x = 1.80\text{m} \rightarrow M_z = 18.57 \text{ KN.m} \\ x = 3.35\text{m} \rightarrow M_z = 0.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul du moment maximal  $M_{z_{\max}}$  :**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule

D'où :

$$T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -15.12x + 23.92 = 0 \rightarrow x = 1.68 \text{ m.}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.68 \text{ m.}$

$$\text{Donc : } M_{z_{\max}} = 23.92(1.68) - 15.12 \frac{(1.68)^2}{2}$$

$$M_{z_{\max}} = 18.85 \text{ kN.m.}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_{u_{\max}}$  aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

➤ Aux appuis:

$$M_{ua} = -0,3 Mz_{max} = -0,3 \times 18,85 = -5,65 \text{ KN.m}$$

➤ En travées :

$$M_{ut} = 0,85 Mz_{max} = 0,85 \times 18,85 = 16,023 \text{ KN.m}$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

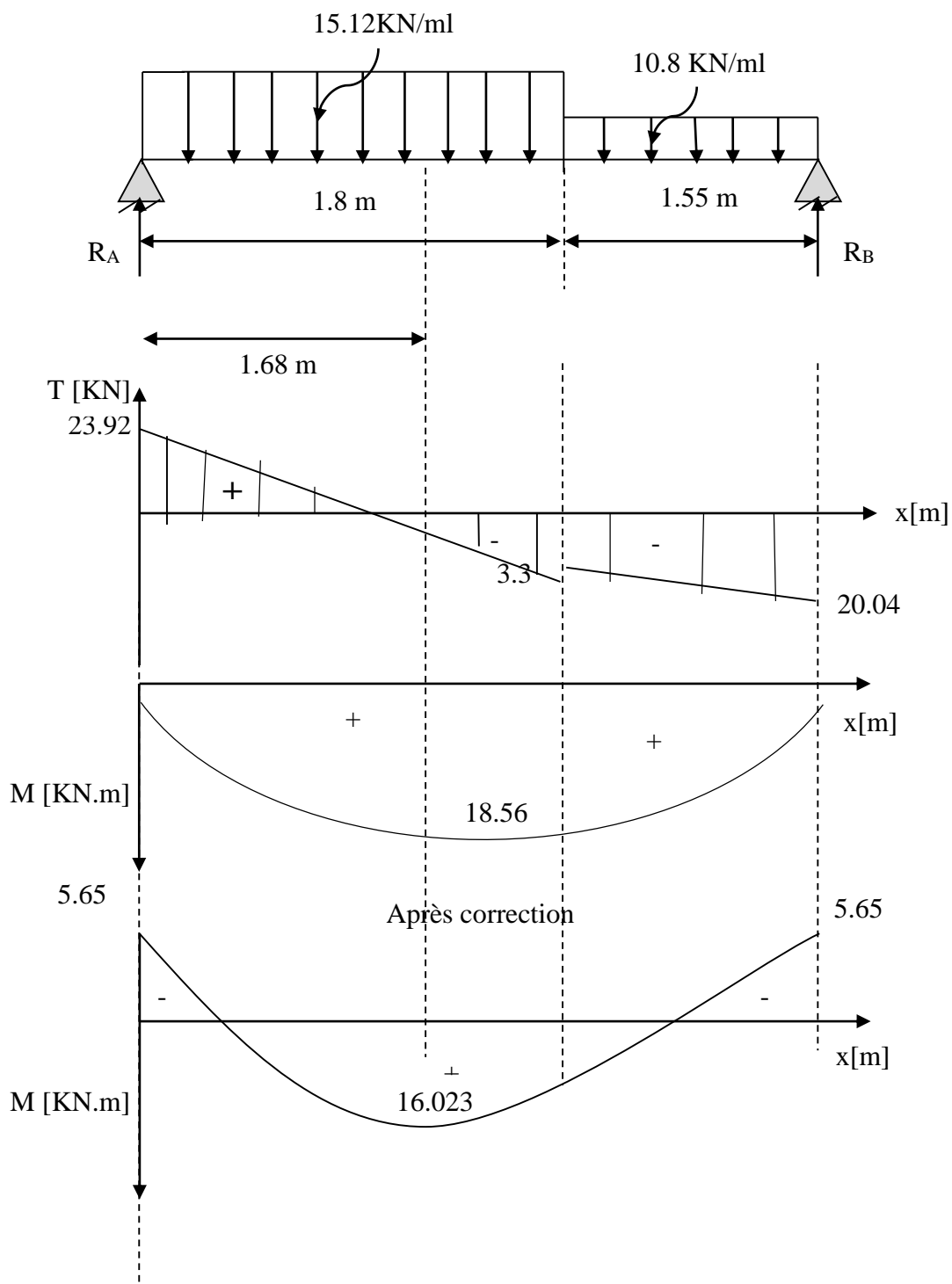


Figure III.4.4. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

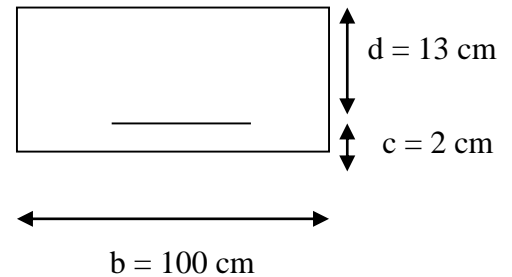
**III.4.7. Calcul du ferrailage à l'ELU :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m et d'épaisseur ( $e_p = 15\text{cm}$ ). En utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}.$

$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{v_b} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}.$

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$



**a) Aux appuis :  $M_{ua} = 5.65 \text{ KN.m}$**

**- Armatures principales :**

$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.65 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0,023 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}.$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$\mu_a = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,9885.$

$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.65 \cdot 10^3}{0,9885 \cdot 13 \cdot 348} = 1.26 \text{ cm}^2.$

Soit : **5HA10 = 3.93cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 20cm**.

**- Armatures de répartition:**

$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2.$

Soit : **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 25cm**.

**b) En travée :  $M_{ut} = 16.023 \text{ KN.m}$**

**- Armatures principales :**

$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.023 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}.$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$\mu_t = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966.$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.023.10^3}{0,966 \cdot 13.348} = 3.666 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA12 = 5,65cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 20cm**.

**- Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.666}{4} = 0.916 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 25cm**.

**III.4.8. Vérifications des contraintes à l'ELU :**

➤ **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

**Aux appuis :**  $A_a = 3,92 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies$  Condition vérifiée.

**En travée :**  $A_t = 5,65 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies$  Condition vérifiée.

➤ **Ecartement des barres (Art A.8.2.42 /BAEL91) :**

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

**.Armatures principales :**  $S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Aux appuis :  $S_t = 20 \text{ cm}$  } < Min {3h, 33cm} = 33cm .....Condition vérifiée.  
 En travées :  $S_t = 20 \text{ cm}$  }

**.Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

Aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm}$  } < Min {4h, 45cm} = 45cm .....Condition vérifiée.  
 En travées :  $S_t = 25 \text{ cm}$  }

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}.$

Avec :  $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$

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

Dans notre cas  $T_{u\max} = 16.023 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{16.023 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :**

**a) Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :  $V_{\max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 0,117 \text{ m.}$$

$$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 0,117 \times \frac{25}{1,5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 16.023 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left( 16.023 + \frac{5.65}{0,9 \times 0,13} \right) \times 10^3 = 1.85 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-  $T_u^{\max}$ : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

-  $M_a$  : moment au droit de l'appui.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

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

**Aux appuis :**

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$  ; n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{16.023 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$  ; n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{16.023 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour  $\varphi = 1 \text{ cm}$  :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm} \implies L_s = \mathbf{37 \text{ cm}} .$$

Pour  $\varphi = 1.2 \text{ cm}$  :

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} \implies L_s = \mathbf{45 \text{ cm}} .$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4L_s$  pour les aciers H.A.

Pour les HA 10 :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 37 \implies L_c = \mathbf{15 \text{ cm}} .$$

Pour les HA 12 :

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

### III.4.9. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS :

**L'état limite de service (ELS) :  $q_s = G + Q$**

- La volée :  $q_s = G_v + Q_v = (8.42 + 2,5) = 10.92 \text{ KN/m}$ .
- Le palier :  $q_s = G_p + Q_p = (5,22 + 2,5) = 7.72 \text{ KN/m}$ .

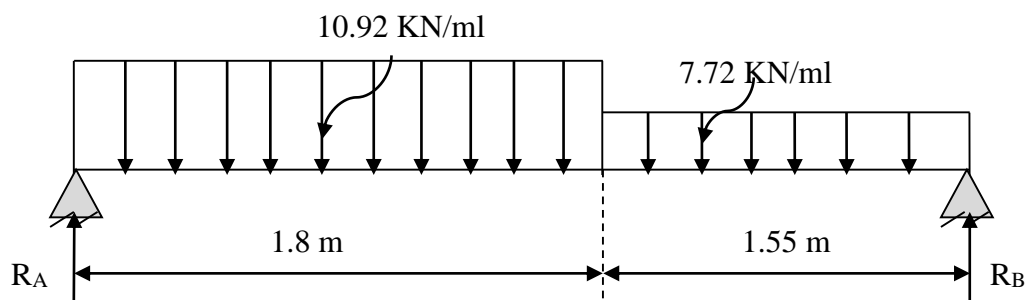


Figure III.4.5. Schéma statique de calcul à l'ELS.

• Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/yy = 0$$

$$R_A + R_B = (10.92 \times 1.8 + 7.72 \times 1.55) = 31.622 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$-R_B \times 3.35 + 10.92 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + 7.72 \times 1.55 \times (1.8 + \frac{1.55}{2}) = 0.$$

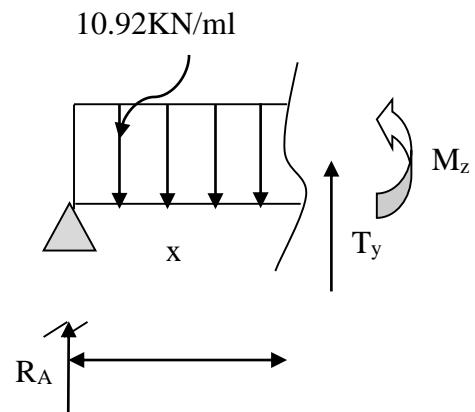
$$R_B = \frac{48.502}{3.35}$$

Donc :  $R_B = 14.478 \text{ KN.}$

$R_A = 17.143 \text{ KN.}$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8\text{m}$  :



• Efforts tranchants :

$$\sum F/yy' = 0 \rightarrow T_y = -10.9x + 17.143$$

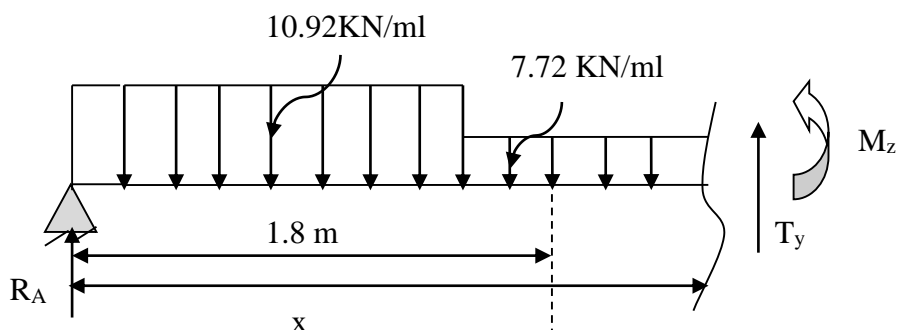
$$\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 17.143 \text{ KN.} \\ x = 1.8\text{m} \rightarrow T_y = -2.477 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Moments fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = 17.143x - 10.92 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.8\text{m} \rightarrow M_z = 13.131 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 2<sup>er</sup> tronçon :  $1.8\text{m} \leq x \leq 3.35\text{m}$  :



- **Efforts tranchants :**

$$\sum F/yy' = 0 \rightarrow T_y = -10.92(1.8) - 7.72(x - 1.8) + 17.143$$

$$\begin{cases} x = 1.8\text{m} \rightarrow T_y = -2.513 \text{ KN.} \\ x = 3,35\text{m} \rightarrow T_y = -14.479 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = 17.143x - 10.92(1,80) \left[ x - \frac{1.80}{2} \right] - \frac{7.72}{2} (x - 1.8)^2$$

$$\begin{cases} x = 1.80\text{m} \rightarrow M_z = 13.167 \text{ KN.m} \\ x = 3,35 \rightarrow M_z = 00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment maximal  $M_{z_{\max}}$  :**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule

D'où :

$$T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -10.92x + 17.143 = 0 \rightarrow x = 1.68 \text{ m.}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,68 \text{ m.}$

$$\text{Donc : } M_{z_{\max}} = 17.143 (1,68) - 10.92 \frac{(1,68)^2}{2}$$

$$M_{z_{\max}} = 13.389 \text{ kN.m.}$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_{u_{\max}}$  aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

- **Aux appuis :**

$$M_{ua} = -0,3 M_{z_{\max}} = -0,3 \cdot 13.389 = -4.017 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_{ut} = 0,85 M_{z_{\max}} = 0,85 \cdot 13,389 = 11.381 \text{ KN.m}$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

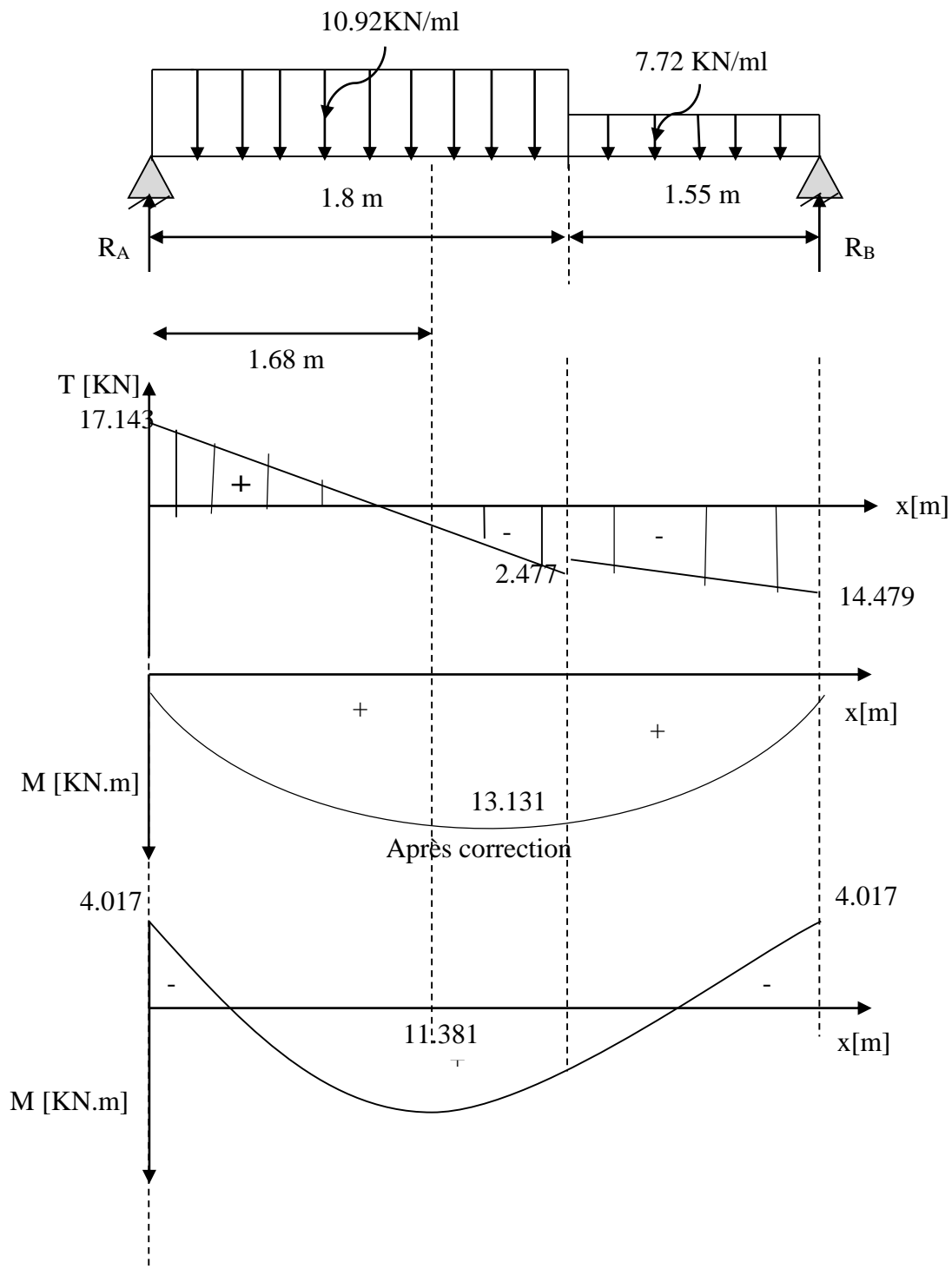


Figure III.4.4. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.

**III.4.10. Vérification à L'ELS :****d) État limite de compression du béton (BAEL91:Art A.4.5, 2) :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

**En travée :**

On a :  $M_s = 11.381 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,5 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{11.381 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 140.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 140.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{140.04}{34,5} = 4.059 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**  $M_s = - 4.017 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 3.92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,302 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K_1 = 42,47 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.017 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,92} = 86.622 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 86.622\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{86.622}{42,47} = 2.039\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 32)**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**f) Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

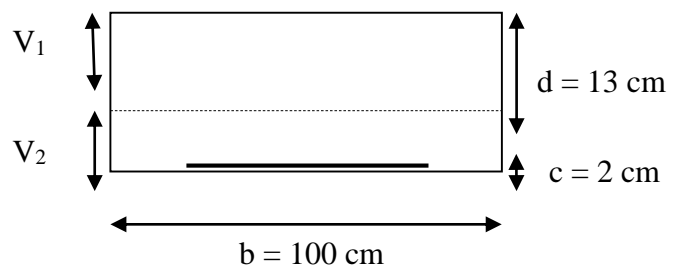
**Vérifications :**

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{335} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 0,67 \text{ cm.}$$



**Figure III.4.7.** Section droite des escaliers.

Avec :

$M_s$  : Moment fléchissant maximal.

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différé  $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$ .

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$V_1$  : position de l'axe neutre.

**Moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx passant par la fibre extrême supérieur  $S_{xx'}$  :**

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \cdot 15^2}{2} + (15 \cdot 5,65 \cdot 13) = 12351,75 \text{ cm}^2.$$

**Aire de la section homogénéisée  $B_0$  :**

$A_t$  : section d'armatures tendues.

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5,65) = 1584,75 \text{ cm}^2.$$

**Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,79 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}.$$

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

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_t \cdot (V_2 - c)^2$$

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,79^3 + 7,21^3) + 15 \cdot 5,65 \cdot (7,21 - 2)^2 = 30551,61 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \cdot 13} = 0,0043 \longrightarrow \rho = 0,43 \quad ; \quad \beta_1 = 0,900$$

$\rho$  : le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

**Aussi :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,43(2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{11.381 \times 10^6}{0,900 \times 130 \times 565} = 172.165 \text{ MPa.}$$

**Donc :**

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.43 \times 172.165 + 2.1}; 0\right)$$

$$\mu = \max(0.994; 0) = 0,994$$

**Et :**

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{l_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 1,1 \times \frac{30551,61}{1 + 0,020 \times 0,994} = 32951,691$$

**Au final :**

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{11.381 \times 10^5 \times (335)^2}{10 \times 10818,86 \times 32951.691 \times 10^2} =$$

$$f = 0.358 < \bar{f} = 0,79 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### **III.4.11. Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes. Donc on adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux

Le ferrailage retenu est le suivant :

➤ **En travée :**

**Armatures principales :** 5HA 12 ; St = 20 cm.

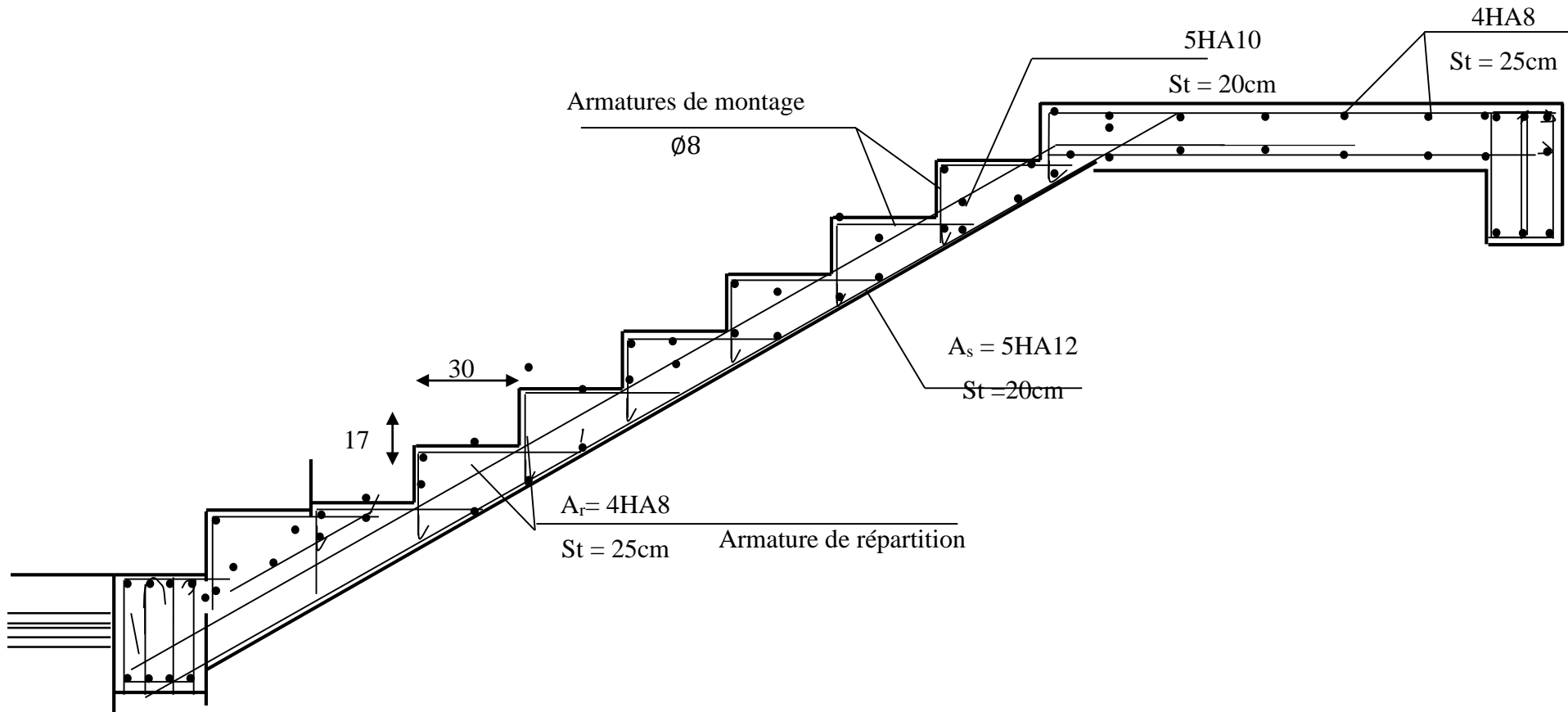
**Armatures de répartition :** 4HA 8 ; St = 25 cm.

➤ **Aux appuis :**

**Armatures principales :** 5HA 10 ; St = 20 cm.

**Armatures de répartition :** 4HA 8 ; St = 25 cm.

**III.4.12. Plan de ferrailage de l'escalier :**



**Figure III.4.8. Ferrailage de l'escalier.**

### **Calcul de la poutre brisée :**

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réaction) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

#### **III-6-1) Prédimensionnement :**

##### **✓ La hauteur de la poutre :**

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

$h_t$  : la hauteur de la poutre

$L$  : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.  $L = 5.12\text{m}$

$$34.13 \leq h_t \leq 51.2 \quad \text{On prend } h_t = 40$$

##### **✓ La largeur de la poutre $b$ :**

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

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

#### **Vérifications des conditions du RPA :**

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

	<b>Poutres</b>	<b>Vérification</b>
<b>Hauteur <math>h</math></b>	<b>40 cm</b>	<b>oui</b>
<b>Largeur <math>b</math></b>	<b>30 cm</b>	<b>oui</b>
<b>Hauteur/largeur</b>	<b>1.33</b>	<b>oui</b>
<b><math>b_{\max} \leq 1.5h + b_1</math></b>	<b><math>30 \leq 90</math></b>	<b>oui</b>

Section adoptée :



**A) Détermination des Charges et surcharges :**

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ( $G_{me} = 2.36\text{KN/M}^2$ ).

❖ **Poids propre de la poutre :**

- Parties A et C :  $0.3 \times 0.40 \times 25 = 3\text{KN/ML}$ .
- Partie B :  $0.3 \times 0.4 \times 25 \times \frac{1}{\cos 53.13} = 5\text{KN/ML}$ .

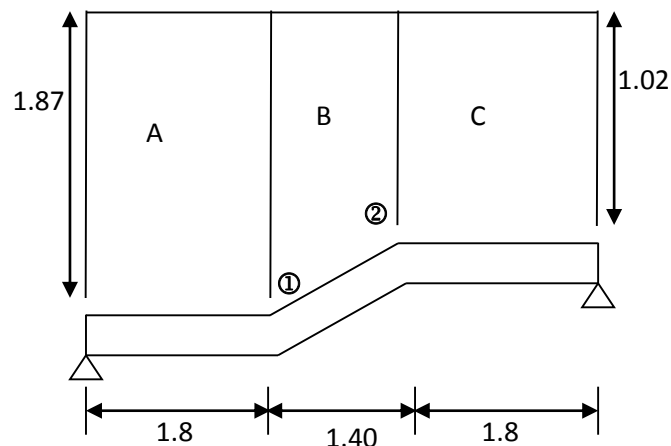
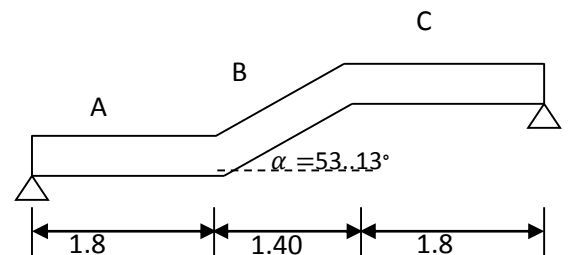
❖ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C :  $20.18\text{ KN/ML}$ .
- Partie B : 0

❖ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- Partie A :  $2.36 \times 1.87 = 4.41\text{KN/ML}$ .
- Partie C :  $2.36 \times 1.02 = 2.40\text{ KN/ML}$ .
- Parties B : On aura un chargement trapézoïdale

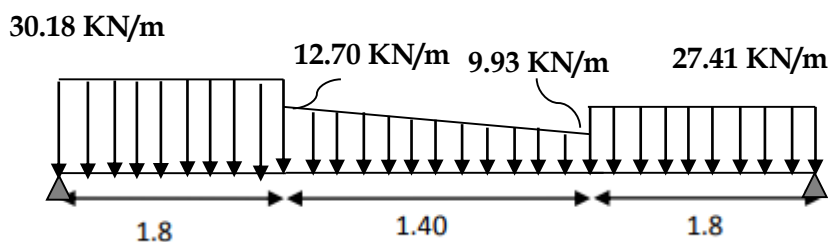
Point 1 :  $4.41\text{KN/ML}$  ; Point 2 :  $2.40\text{ KN/ML}$ .



**C) Calcul des efforts internes :**

1) **Combinaison de charges à l'ELU :**

- Partie A :  $q_u = 1.35(3 + 4.41) + 20.18 = 30.18\text{ KN/ML}$ .
- Partie C :  $q_u = 1.35(3 + 2.36) + 20.18 = 27.41\text{ KN/ML}$
- Partie B:  
 Point 1 :  $q_u = 1.35(4.41 + 5) + 0 = 12.70\text{ KN/ML}$ .  
 Point 2 :  $q_u = 1.35(5 + 2.36) + 0 = 9.93\text{ KN/ML}$ .



**2) Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 30.18 \times 1.8 + 9.93 \times 1.4 + \frac{12.7 - 9.93}{2} \times 1.4 + 27.41 \times 1.8$$

$$R_A + R_B = 119.50 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$30.18 \times 1.8 \times 0.9 + 9.93 \times 1.4 \times 2.5 + (12.7 - 9.93) \times 0.7 \times 2.27 + 27.41 \times 1.8 \times 4.1 = R_B \times 5$$

**$R_A = 61.43 \text{ KN}$  ET  $R_B = 58.06 \text{ KN}$ .**

❖ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.8\text{m}$

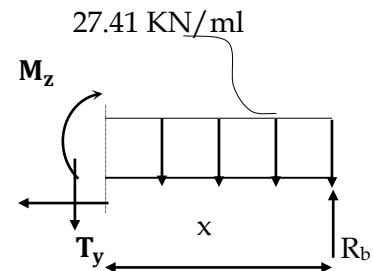
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -13.70 x^2 + 58.06 x$$

- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x=1.8 \rightarrow M_z = 60.12 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -27.41x + 58.06$$

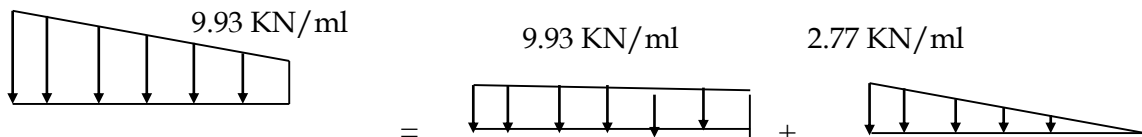
- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = 58.06 \text{ KN}$ .
- Pour  $x=1.8 \rightarrow T_y = 8.72 \text{ KN}$



❖ **2<sup>eme</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4$

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous :

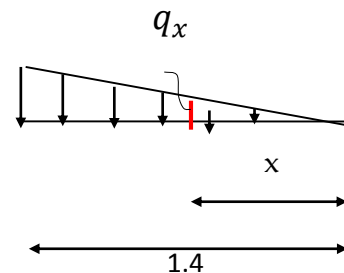
12.7 KN/ml



**Détermination de la charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

$$x / q_x = 1.4 / 2.77 ; \text{Donc: } q_x = 1.98x$$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 58.06(x+1.8) - 27.41 \times 1.8(x + \frac{1.8}{2}) - 9.93 \frac{x^2}{2} - \frac{(1.98x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0.33x^3 - 4.96x^2 + 8.72x + 60.12$$

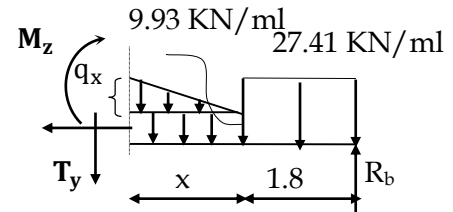
- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 60.12 \text{ KN.m}$
- Pour  $x=1.4 \rightarrow M_z = 61.68 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -0.99x^2 - 9.92x + 8.72$$

- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = 8.72 \text{ KN}$ .
- Pour  $x=1.4 \rightarrow T_y = -7.10 \text{ KN}$

$M_z$  Atteint la valeur max à  $x=1.00 \text{ m}$

En injectant  $x=1.00$  dans  $M_z$ , on obtient  $M_z^{\max} = 63.53 \text{ KN.m}$



❖ 3<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

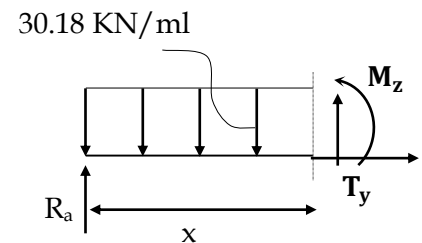
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -15.09x^2 + 61.43x$$

- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x=1.8 \rightarrow M_z = 61.68 \text{ KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 30.18x - 61.43$$

- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = -61.43 \text{ KN}$ .
- Pour  $x=1.8 \rightarrow T_y = -7.10 \text{ KN}$



❖ Remarque :

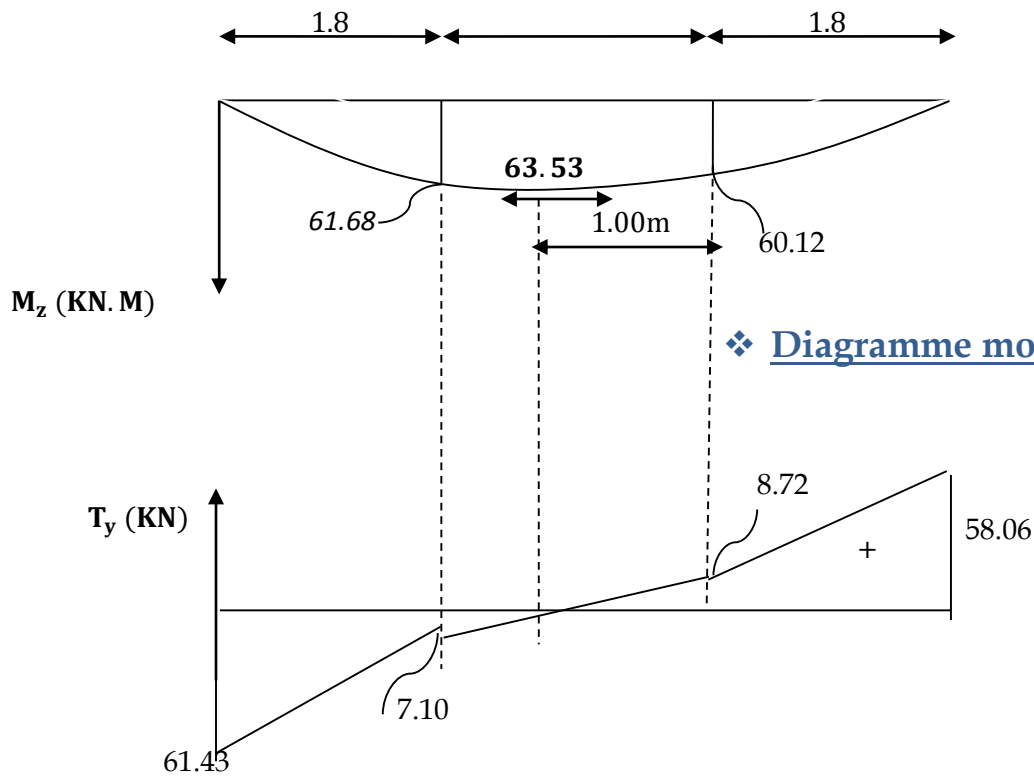
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 63.53 = -19.06 \text{ KN.m}$$

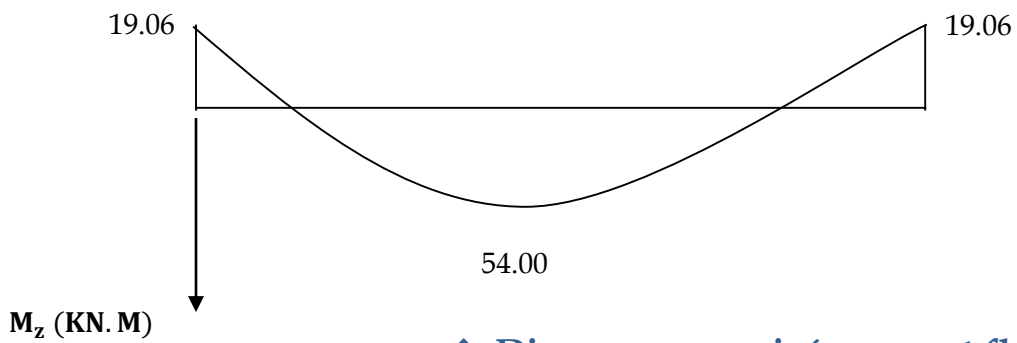
-En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 63.53 = 54 \text{ KN.m}$$



❖ Diagramme moment fléchissant

❖ Diagramme efforts tranchants



❖ Diagramme corrigé moment fléchissant

**B) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

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

- $\mathbf{Ma_{max} = 19.06KN.m}$
- $\mathbf{Mt_{max} = 54.00 KN.m}$

❖ **En travée :**

Le moment max en travée est :  $\mathbf{Mt_{max} = 54.00 KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54 \times 10^5}{30 \times 36^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.098 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.098 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54 \times 10^5}{0.948 \times 36 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 4.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>.**

❖ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est :  $\mathbf{Ma_{max} = 19.06 KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.06 \times 10^5}{30 \times 36^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.06 \times 10^5}{0.983 \times 36 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.**

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{s\text{totale}} = 3\text{HA12} + 3\text{HA14} = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

C) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91mod99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

❖ En travée:

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1.30 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4.62 \text{cm}^2 > 1.30 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1.30 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3.39 \text{cm}^2 > 1.30 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91mod99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{MPa} \right) ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{Mpa.}}}$$

❖ Calcul de  $\tau_u$  :

$$V_{\text{max}} = 61.43 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{61.43 \times 10^3}{300 \times 360} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.57 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

**3) Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91mod99)**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

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

❖ Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

❖ Calcul de  $\tau_{se}$  :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{61.43 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 113.1} ; \text{ Donc } : \tau_{se} = \underline{\underline{1.68 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark.$$

**4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91mod99)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } \underline{\underline{L_s = 45 \text{ cm.}}}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 40.61 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91mod99, la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $L_s = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

**5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91mod99)**

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{61,43 \cdot 10^3}{348.100} = 1.76 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

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

**6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91mod99)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 61.43 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 360} = \underline{\underline{1.26 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark.$$

**7) Calcul des armatures transversales :**

**7-1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91mod99)**

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{400}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \underline{\varphi_t = 8 \text{ mm.}}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en  $\phi 8$ ; Donc :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ .

- ❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1,232 / BAEL91mod99):

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0,51 - 0,3 \times 2,1) \times 1,15 \times 30} < 0$$

Le béton parvient à lui seul à parvient à reprendre les efforts de traction du au cisailment, cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

**7-2) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91mod99)**

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(32,4 ; 40 \text{ cm}) = \underline{32,4 \text{ cm}}$$

- ❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left( \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \right) = \min (10 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) = \underline{10 \text{ cm}}$$

Soit :  $S_{t \max} \leq \min (32,4 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm.}$

On opte pour  $S_{t \max} = \underline{10 \text{ cm.}}$

- Zone

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

courante :

Soit :  $S_{t \max} \leq \min (32,4 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

On opte pour  $S_{t \max} = \underline{20 \text{ cm}}$

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots\dots\dots \checkmark.$$

- ❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91mod99):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL} \dots\dots\dots \checkmark.$$

### **I. Vérification à l'ELS :**

- ❖ **Combinaison de charges à l'ELS :**

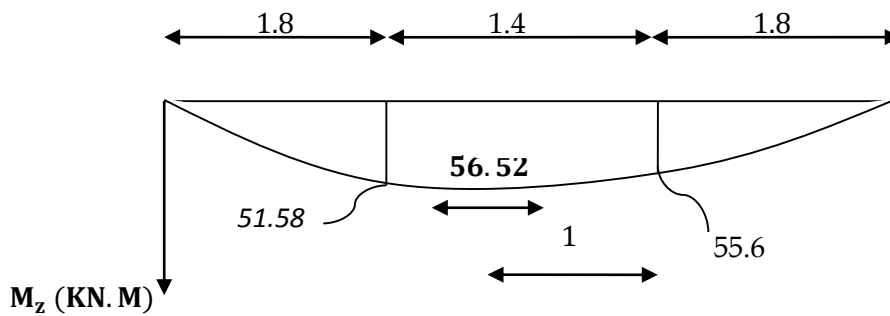
**Partie A** :  $q_u = (3 + 4.41) + 20.18 = 27.59 \text{ KN/ML}$ .

**Partie C** :  $q_u = (3 + 2.36) + 20.18 = 25.54 \text{ KN/ML}$

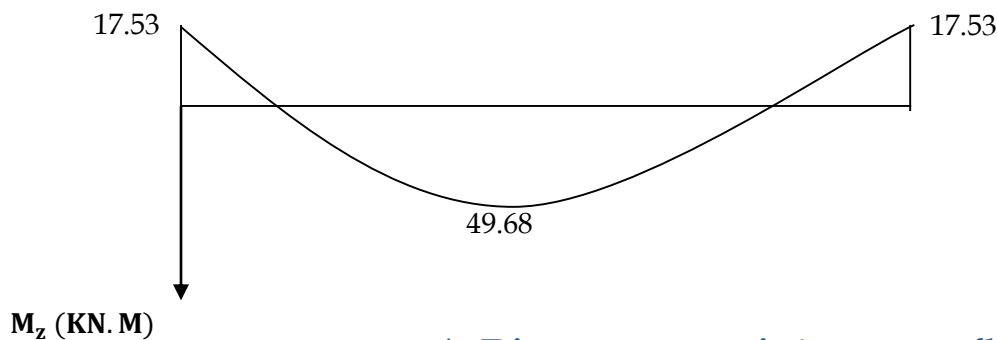
**Partie B**: Point 1 :  $q_u = (4.41 + 5) + 0 = 9.41 \text{ KN/ML}$ .

Point 2 :  $q_u = (5 + 2.36) + 0 = 7.36 \text{ KN/ML}$ .

**A) Diagramme des moments à l'ELS:**



❖ Diagramme moment fléchissant



❖ Diagramme corrigé moment fléchissant

**B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)**

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

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

❖ En travée :

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 36} \times 100 = 0.427$$

$$\rho_1 = 0.427 \Rightarrow k_1 = 35 \text{ et } \beta_1 = 0.9$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{49.68 \times 10^6}{0.90 \times 360 \times 462} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{331.89 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 331.89 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{331.89}{35} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{9.48 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 9.48 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

❖ **Aux appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 36} \times 100 = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow k_1 = 41.82 \text{ et } \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.53 \times 10^6}{0.912 \times 360 \times 339} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{157.50 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 157.50 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{157.50}{41.82} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{3.77 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.77 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

**D) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91mod99 ) :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{500} = 0.08$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 36} = 0.0042$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8 \times 49.68}{10 \times 27.59 \times 5^2} = 0.057$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

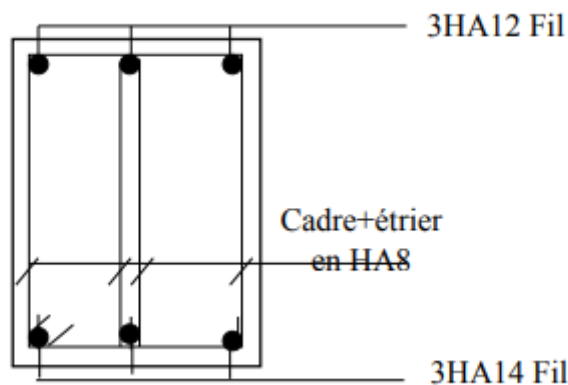
❖ **Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

**Armatures longitudinales :**

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

**Armatures transversales.**

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .



## CHAPITRE 03 : Calcul des éléments secondaires

---

**Introduction:**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme et sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer la déformation et les contraintes développées dans la structure.

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est complexe. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux logiciels permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons opté pour **ETABS Version 9.6.0**

**IV.1. Méthode de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le R.P.A.99 version 2003.

**✓ Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems):**

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du Comportement de ces structures.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

- 1- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.

- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Affectation des sections aux différents éléments des portiques.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- affectation des charges revenant aux éléments.
- 7- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 8- Définition de la charge sismique E.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Introduction des combinaisons d'actions.
- 11- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

**IV.3. Rappel (terminologie):**

- Grid line : ligne de grille. - Define : définir.
- Materials : matériaux. - Joints : nœuds.
- Concrete : béton. - Frame : portique (cadre).
- Steel : acier. - Shell : voile.
- Frame section : coffrage. - Elément : élément.
- Beam : poutre. - Column : poteau.
- Restreints : degrés de liberté (D.D.L). - Loads : charge.
- Uniformed Loads : point d'application de la charge.

**IV.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V.9.6.0**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône



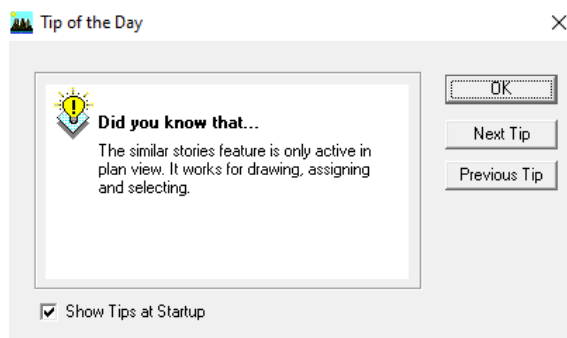
suivante :

**IV.4.1. Etapes de modélisation :**

**Étape 01 : Introduction de la géométrie de l'ouvrage.**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK.



**Figure IV.1. Fenêtre de dialogue.**

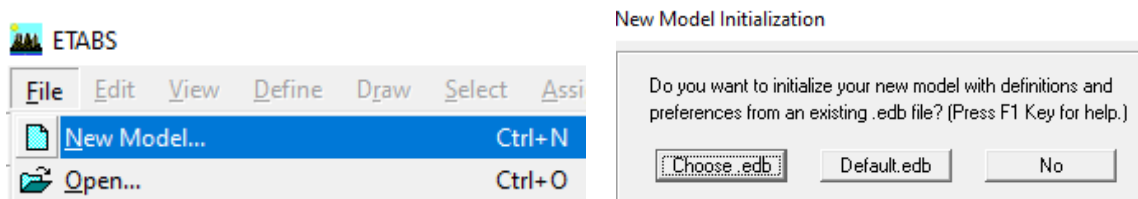
**a/ Choix de l'unité :**

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et les déplacements.

**b/ Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **Newmodel**

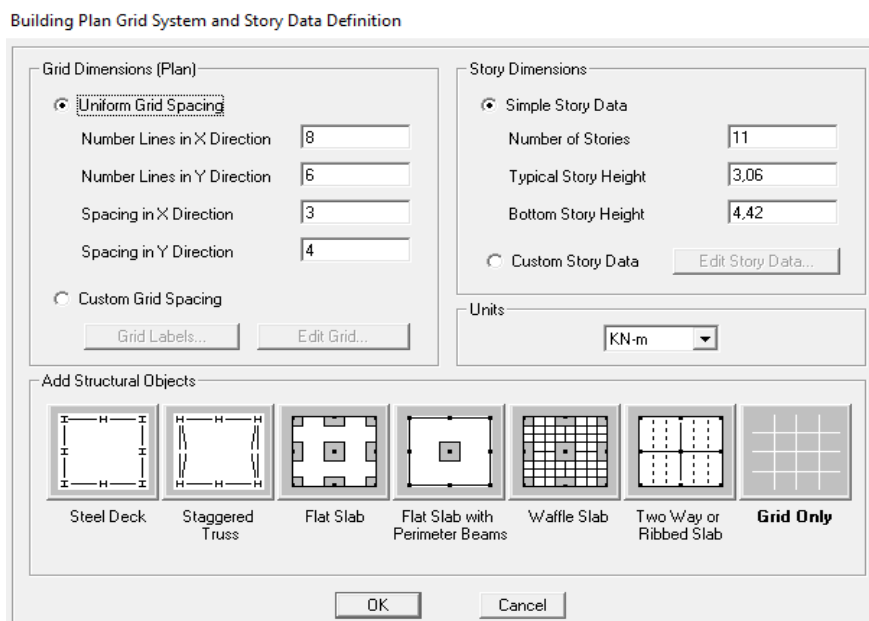
Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur: **Default.edb**.



**Figure IV.2. Interface d'initialisation du modèle.**

Cette opération permet d'introduire:

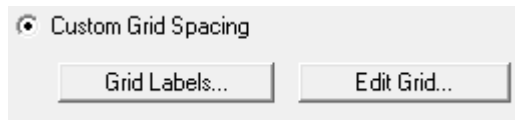
- Le nombre des lignes suivant la direction X et suivant la direction Y.
- Le nombre d'étage.
- La hauteur d'étage en bas (RDC) et des étages courants.
- Les longueurs des travées.



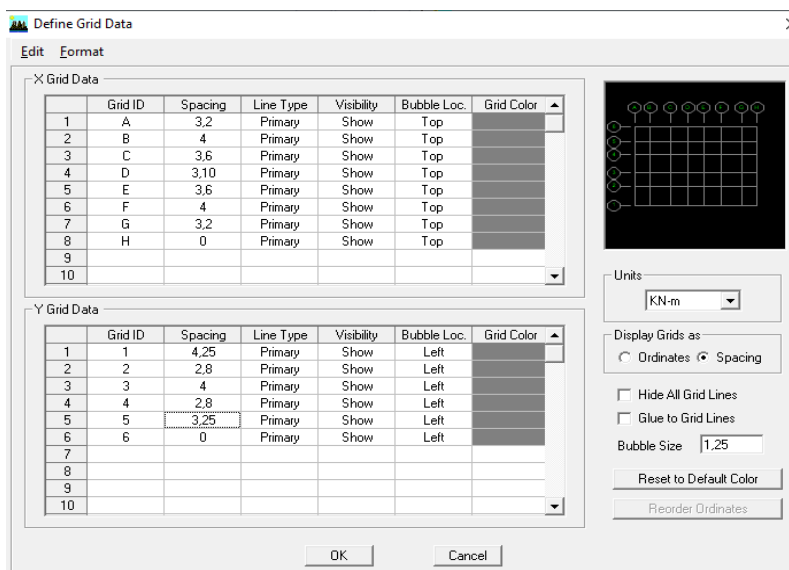
**Figure IV.3. Introduction de la géométrie de base.**

**c/ Modification de la géométrie de base :**

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

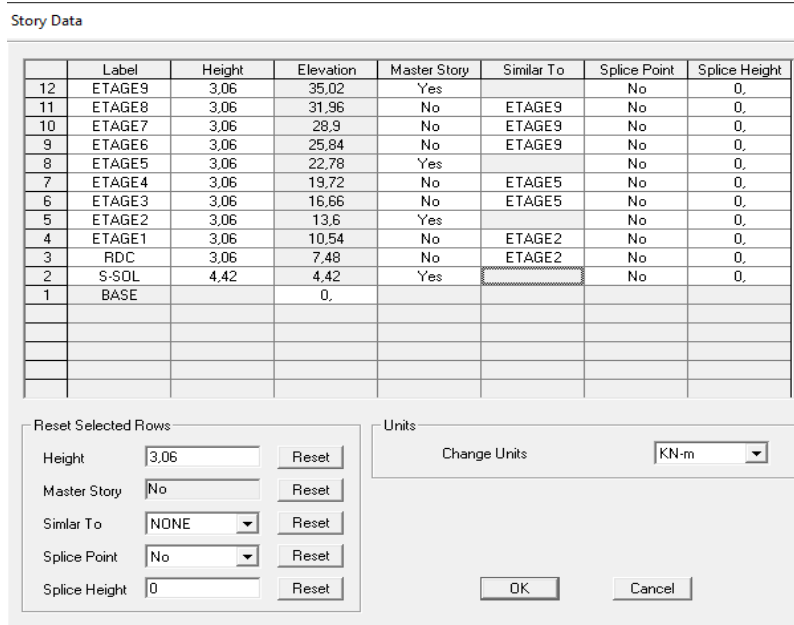


Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** nous introduisons les distances cumulées selon x et y puis on valide avec OK.



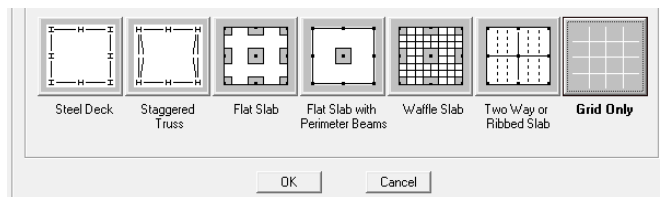
**Figure IV.4. Modification des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y.**

Pour modifier les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story Data**.



**Figure IV.5. Introduction des étages.**

On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **Grid only** → **OK**



Après introduction des données comme il est indiqué sur les figures ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

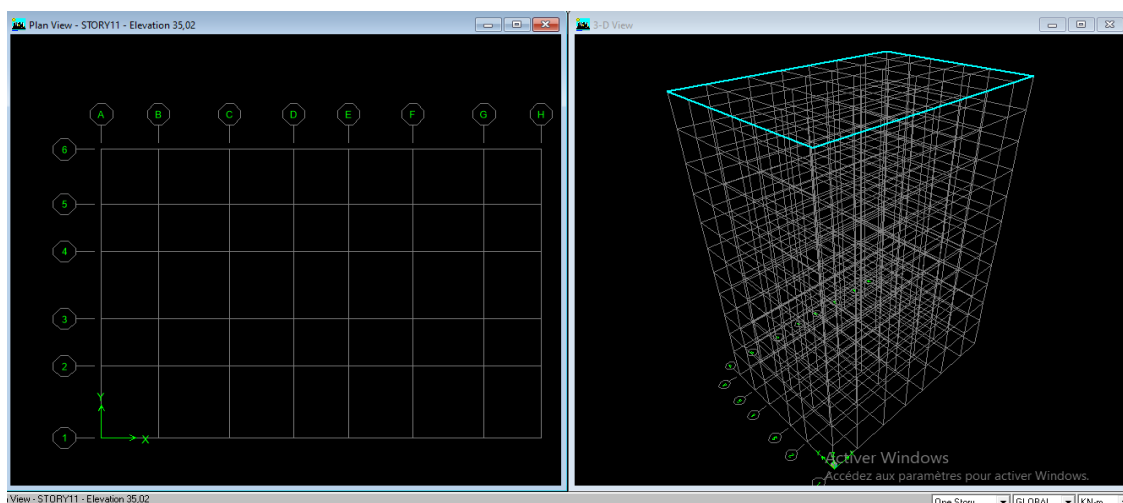


Figure IV.6. Affichage en plan et en 3D.

**Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux**

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre).

On clique sur Define → Material **properties** → **B25 (béton)** → **Modify /Show Material**.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

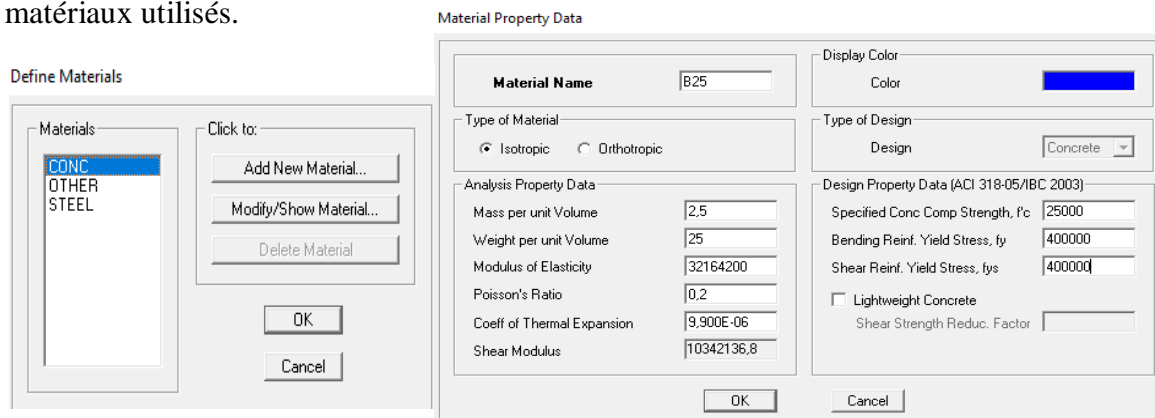


Figure IV.7. Définition des propriétés du matériau B25 (béton).

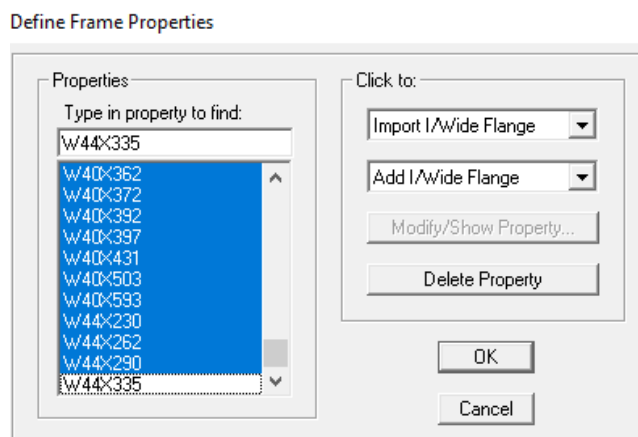
**Étape 03 : Spécification des propriétés géométriques des éléments (Poteaux, Poutres, Voile...etc) :**

On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

**A. Les éléments barres:**

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** 

Dans l'icône **Propriétés** → Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

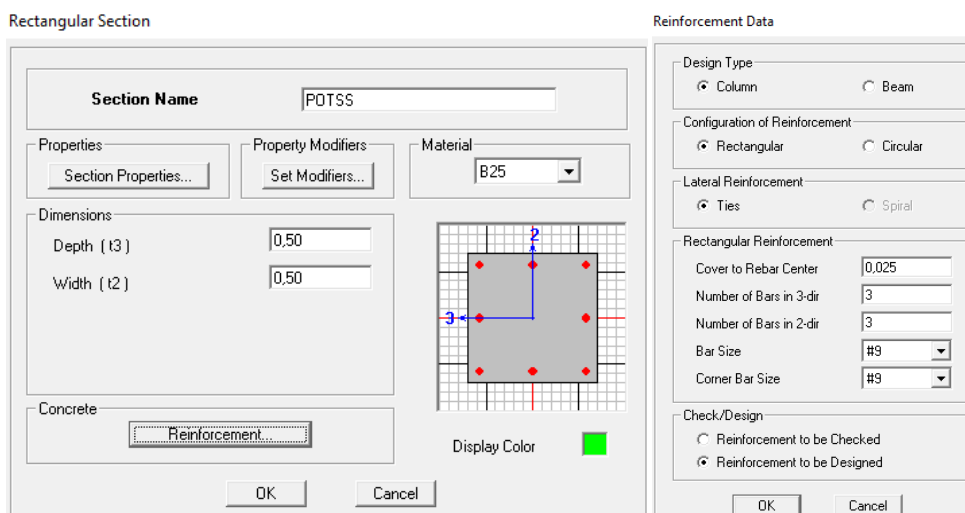


**Figure IV.8. Introduction des éléments barres.**

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** et puis sur **Add Rectanguler**

Introduire les dimensions de poteau choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**  
Un clic sur **column** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** → **ok**.

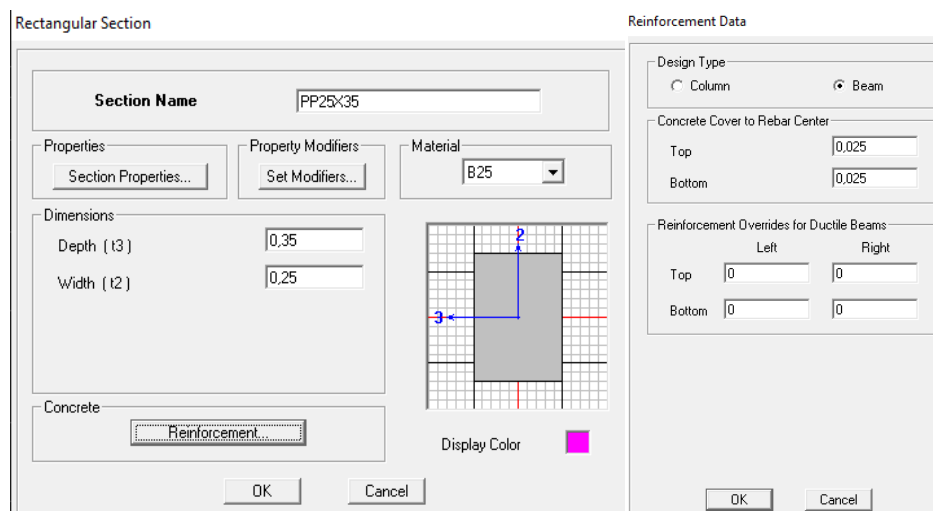
➤ **Les poteaux :**



**Figure IV.9. Introduction des sections des poteaux.**

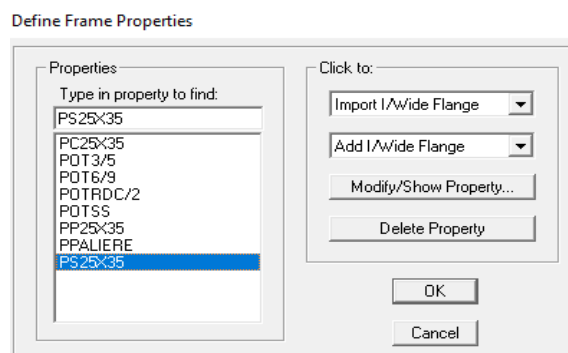
➤ **Les poutres :**

**Add Rectangular** → Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur, puis cliquer sur **Reinforcement**, Un clic sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** → **ok**.



**Figure IV.10. Introduction des sections des poutres.**

Nous validons avec OK, et nous procéderont de la même manière jusqu'à définir toutes les sections.




**Figure IV.11. Introduction des propriétés des poutres et des poteaux.**

**B. Les éléments plaques :**

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutre, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (planchers, voiles, et dalle pleine).

➤ **Dalles Pleines :**

**Define** →  **Wall/slab/deck section** → **Add New Slab**  
et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.

➤ Voiles :

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Wall

et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

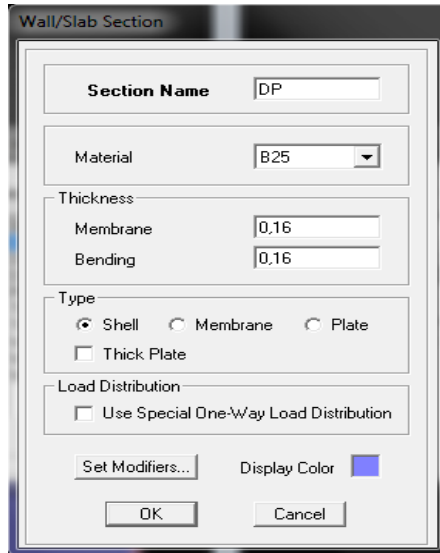


Figure IV.12. Introduction des dimensions des dalles pleines.

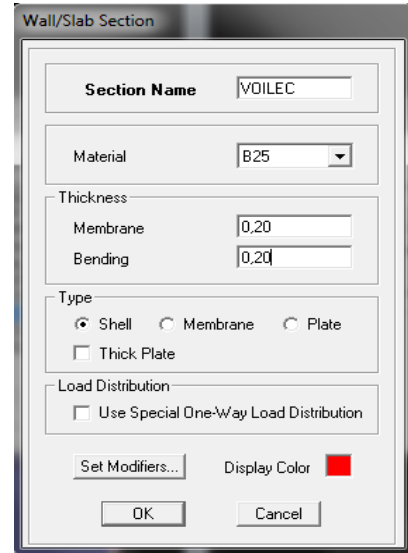



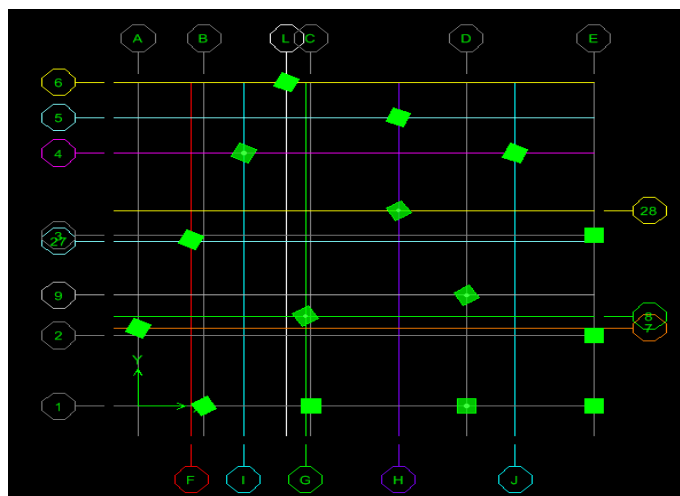
Figure IV.13. Introduction des dimensions des voiles

**Étape 04 : Affectation des sections aux différents éléments des portiques :**

➤ Les poteaux :

On clique sur le bouton 

Une boîte de dialogue apparaît, on choisit dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant et on sélectionne les noeuds qui porte les poteaux.



Property	POT55
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

Figure IV.14. Affectation des poteaux.

- **Les poutres principales et secondaires :** On clique sur le bouton 

Une boîte de dialogue apparaît, on choisit dans **Property of Object** le type de la poutre à placer et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos éléments.

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

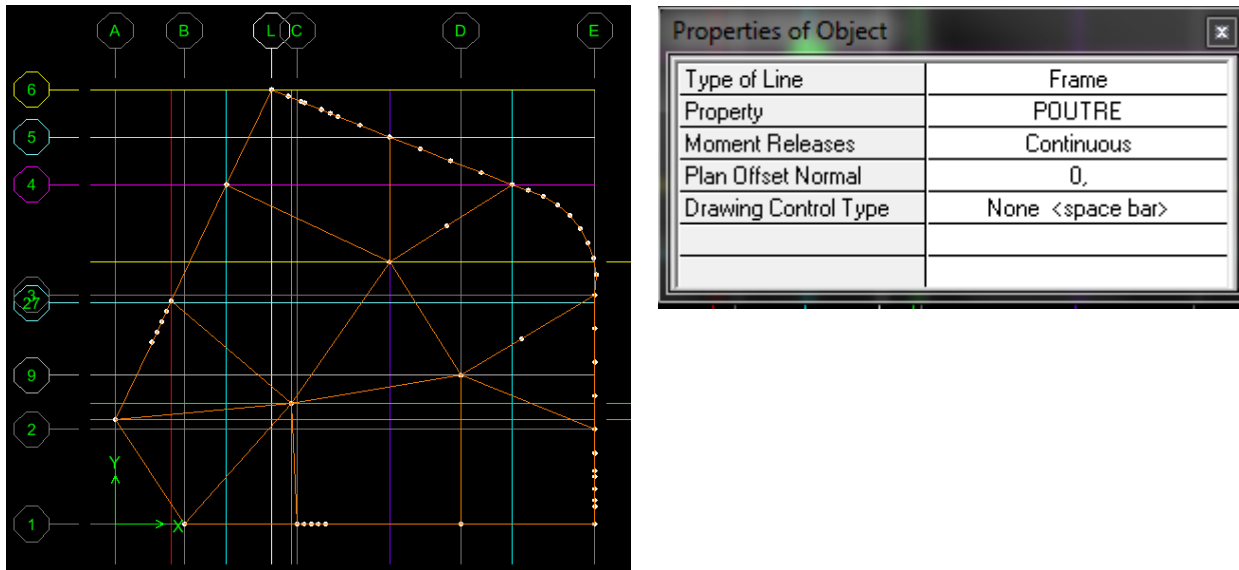



Figure IV.15. Affection des poutres.

- **Les dalles pleines:** On clique sur le bouton 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property DP**.

Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

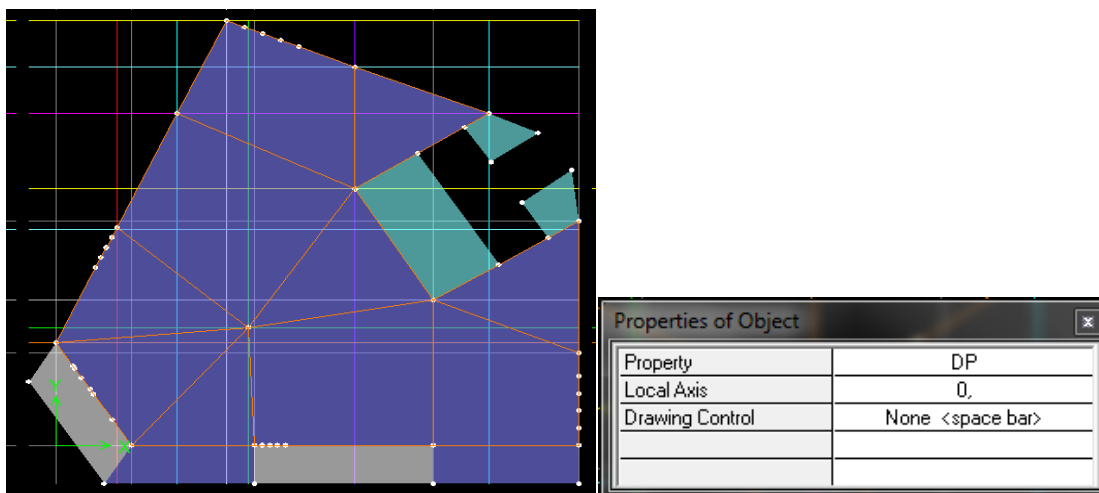


Figure IV.16. Affection des dalles pleines.

➤ Les voiles :

On clique sur 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property VOILE**, on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

Cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

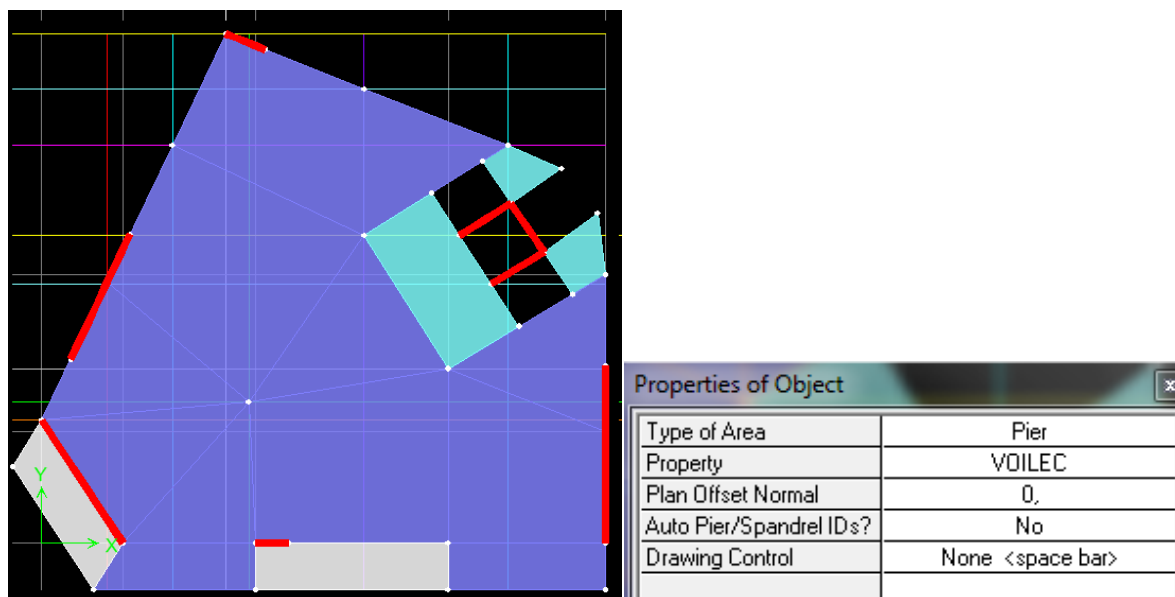


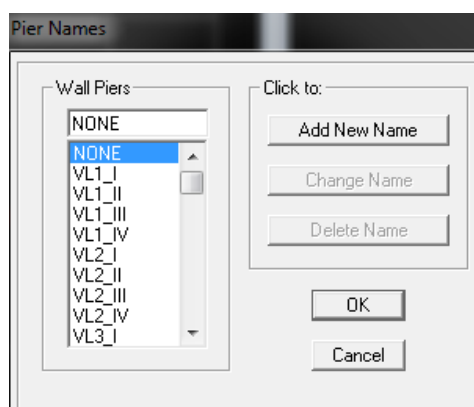
Figure IV.17. Affectation des voiles.

**Remarque :**

Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

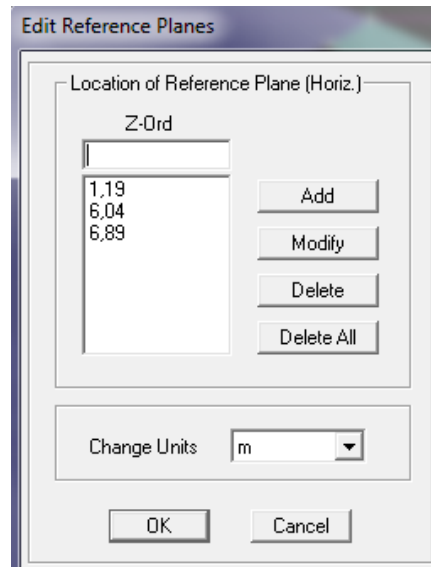
Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir on sélectionne les voiles et les poteaux puis on clique sur :

Assing → Shell/Area → Pier Label, ou on clique sur l'icone 

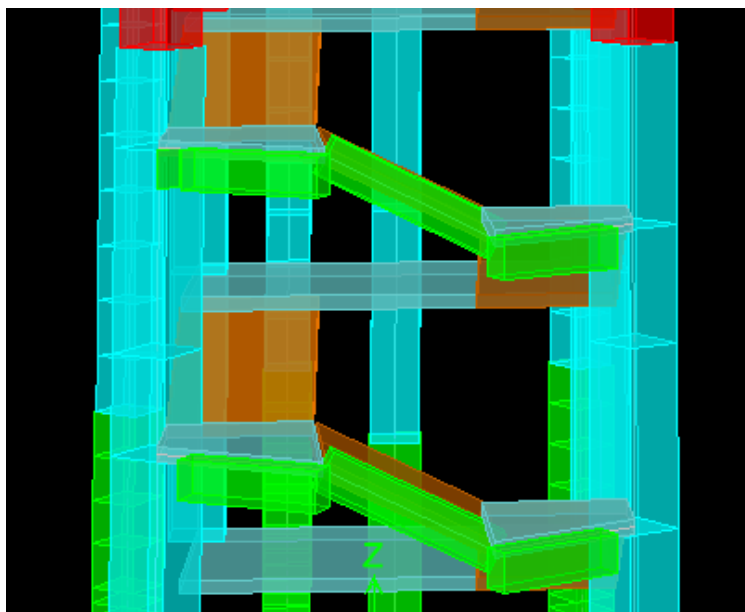


➤ **Les poutres palières:**

On clique sur le **bouton droit** de la souris sur **la vue en plan** → **Edit référence plan**  
Une boîte de dialogue apparaît, on introduit les lignes de références → **OK**.



On dessine les poutres palières- brisées entre deux poteaux ( intersection entre les lignes principales ) :



**Figure IV.18. Affectation des poutres palières.**

- Enfin, on obtient le schéma final de la structure :

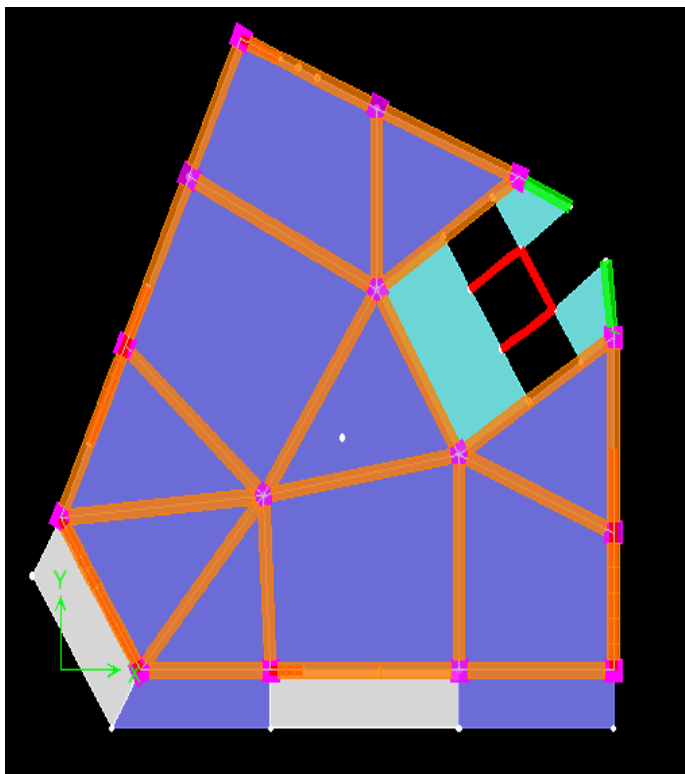


Figure IV.19. Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

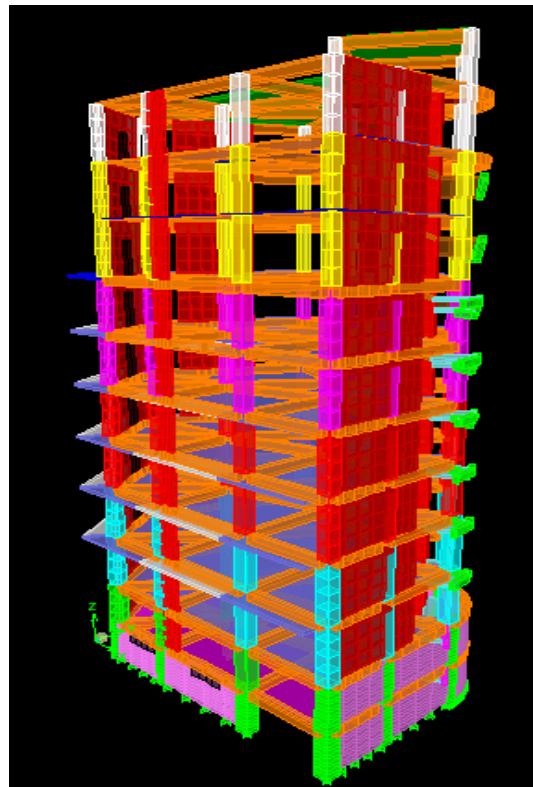



Figure IV.20. Vue de la structure en 3D.

**Étape 05 : Définition des charges statiques (G, Q)**

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases** ou bien sur l'icône 

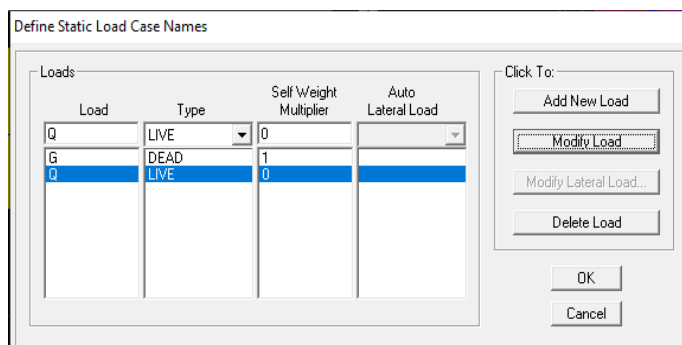
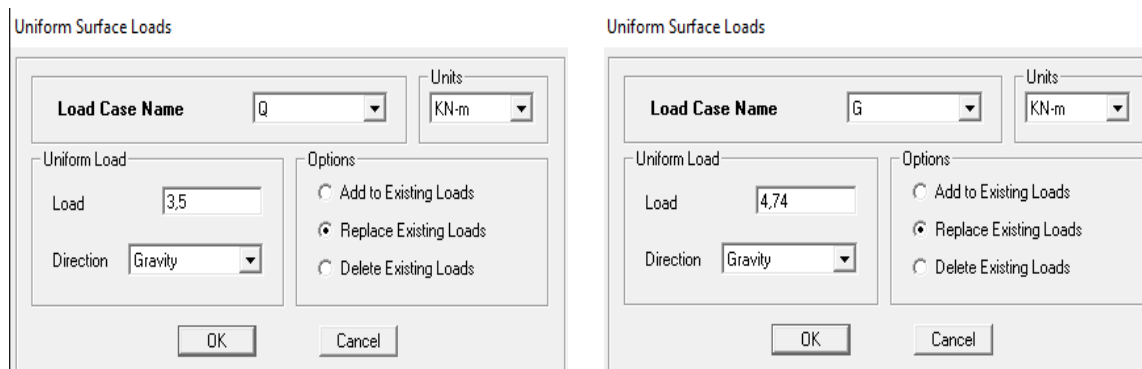



Figure IV.21. Définition des charges G et Q.

**Étape 6 :affectation des charges revenant aux éléments,****Figure IV.22. Chargement des planchers.**✓ **Chargement des planchers :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les planchers (Select → wall slab /Deck sections → planchers → ok).

Et on introduit le chargement **surfaccique** qui lui revient en cliquant sur :assign → shell/areas load → uniform ... (ou sur  )

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**Gou Q**), ensuite le chargement surfaccique est introduit dans la case **Load**.

**Étape 07 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version**

**2003 :**

**Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

**Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

- Coefficient d'accélération de zone (**A**) :  
**Zone : III** (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)  
**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Donc : **A = 0.25** (Tableau 4.1 RPA 99. V2003).

Coefficient de comportement global de la structure (**R**) : on prend **R=5**(système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

- Facteur de qualité (**Q**) :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  ; **Q = 1.20**
- Coefficient d'amortissement(%) = **7 %** (Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide)
- Catégorie de site : **S3** (site meuble).

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône **RPA99**

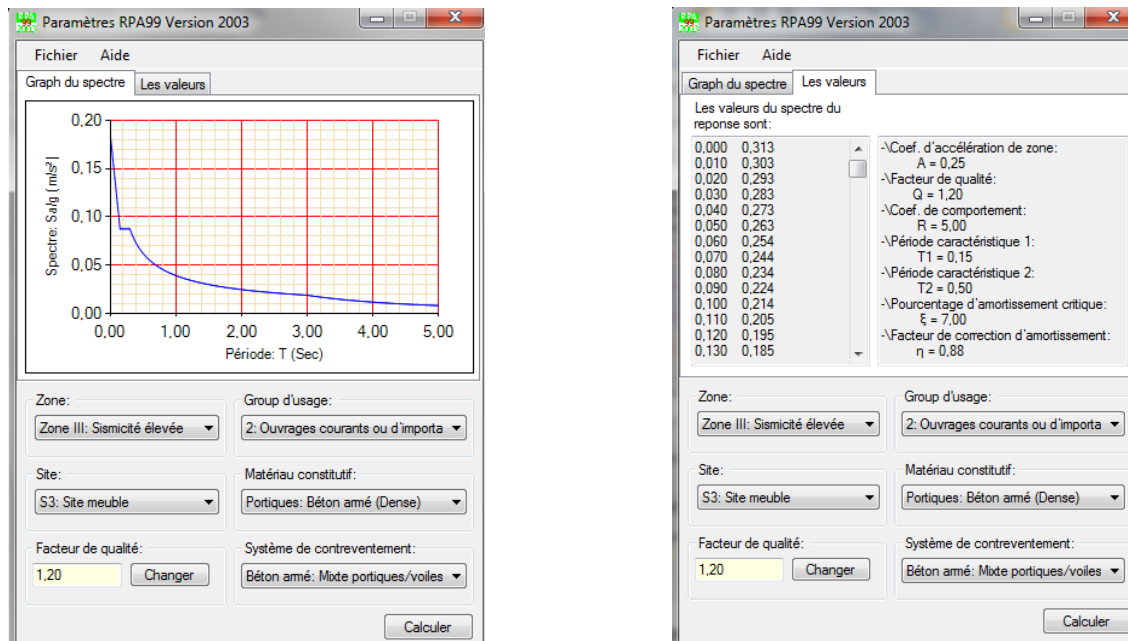


Figure IV.23. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, On clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde

Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** → **response spectrum function** ou (  ) → **spectrum from file** et **Add new Function**

Dans la fenêtre qui s'affiche, on donne le nom **RPAX**, on coche **Period vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**

On clique sur **OK** pour valider.

Puis le sous le nom **RPAY**.

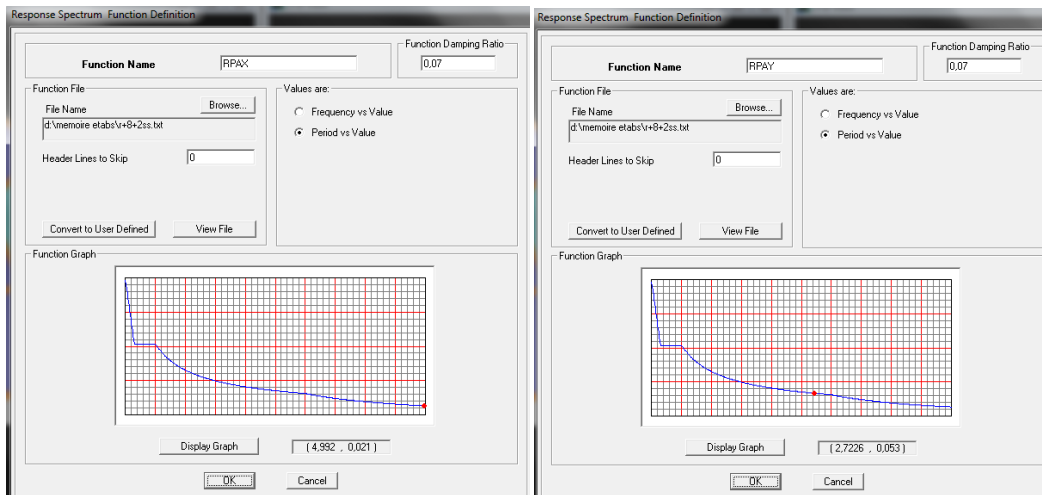



Figure IV.24. Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

**Étape 8 : Définition de la charge sismique E**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, pour cela on clique sur : **Define** → **Responses Spectrum Cases** → **Add New Spectrum** ou bien 

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire les spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1et U2).

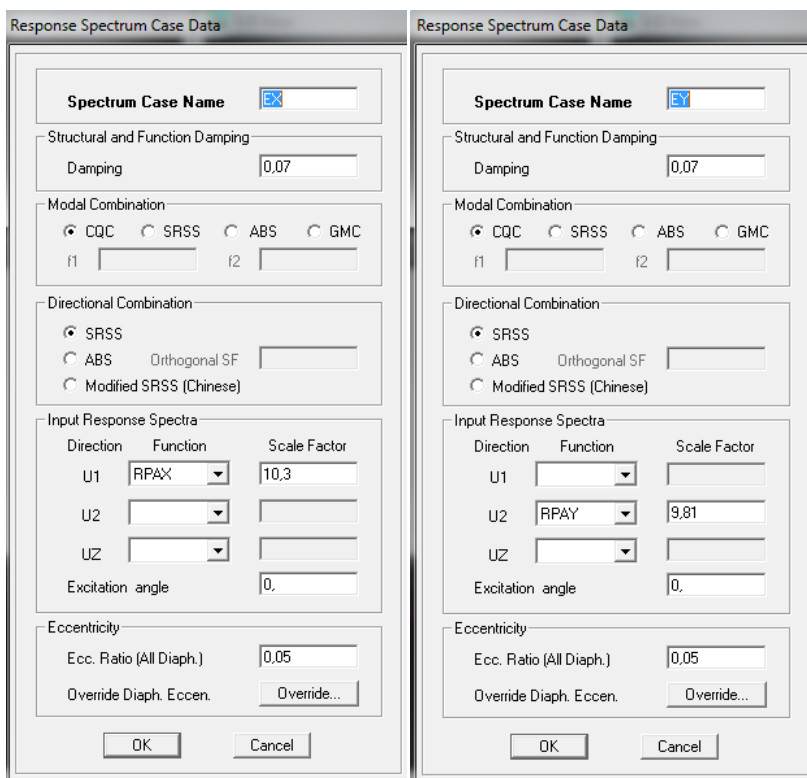



Figure IV.25. Désignation des charges sismiques pour les deux directions principale.

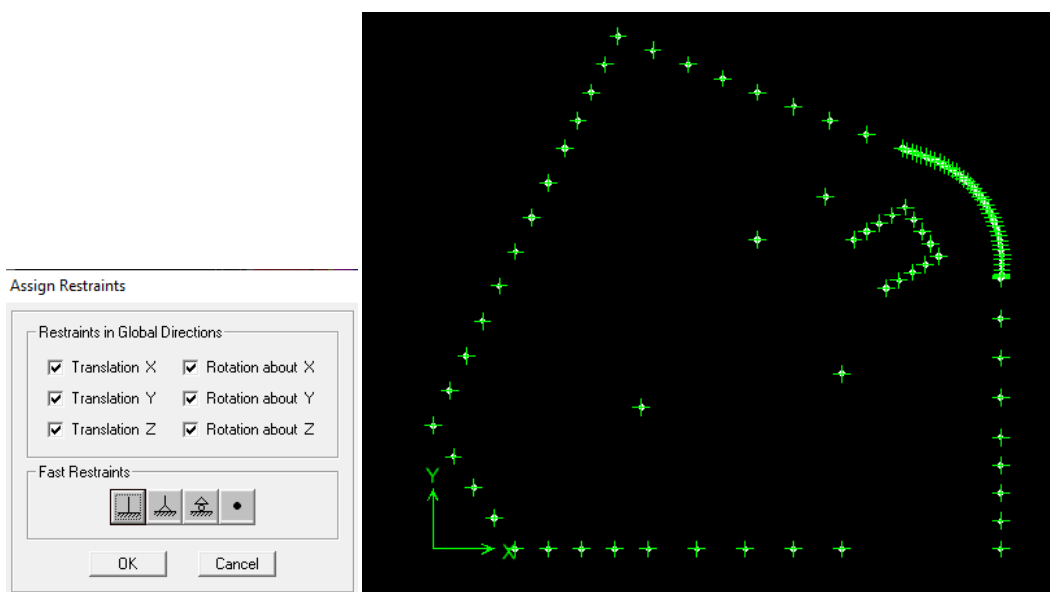
**Etape 9: spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**➤ **Appuis (Encastrement de la base)**

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrement des poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur le bouton  , ou bien en ramenant l'instruction suivante :

**Assing → Joint/point → Restraints.**

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

La fenêtre ci-après s'affichera :



**Figure IV.26. Encastrement de la base de la structure.**

➤ **Définition de la masse sismique :**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$


Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (formule 4-5 RPA 99 version 2003).


$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

D'où :  $W = G + 0.2Q$

Define → Masse Source → From Loads (ou  )

L'instruction : Define masse source  Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique

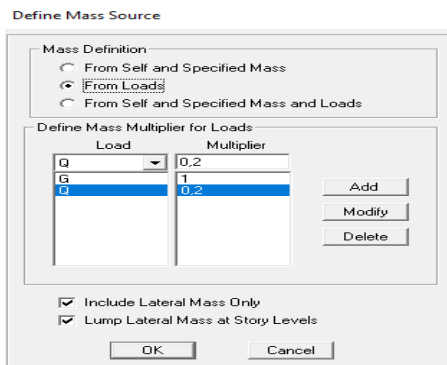


Figure IV.27. Introduction de la masse source Combinaisons du

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme** ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel ETABS.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign** → **Joint/Point** →

**Diaphragms** (ou  ) → **add new diaphragm** → **D1** → **OK**.

On refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.

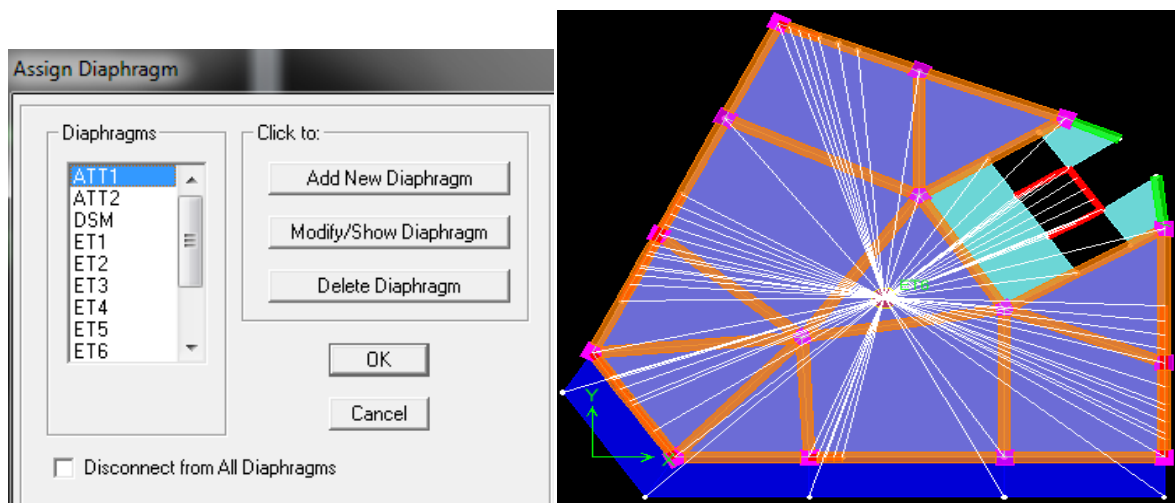



Figure IV.28. Introduction des diaphragmes.

**Étape 10 : Introduction des combinaisons d’actions**

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** → **Loads**  
**Combinaisons** → **Add New Combo** (ou )

On introduire les combinaisons de charges :

**Les combinaisons accidentelles d’après le RPA :**

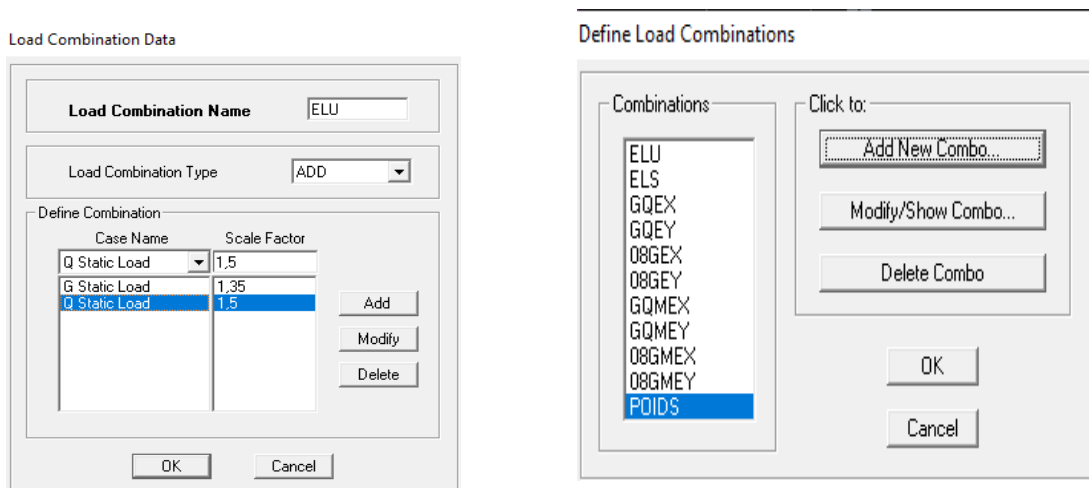
(G+Q+E, G+Q-E), (0,8G+E, 0,8G-E)

**Les combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

(ELU : 1,35G+1,5Q), (ELS : G+Q). POID : G+1,2Q

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.



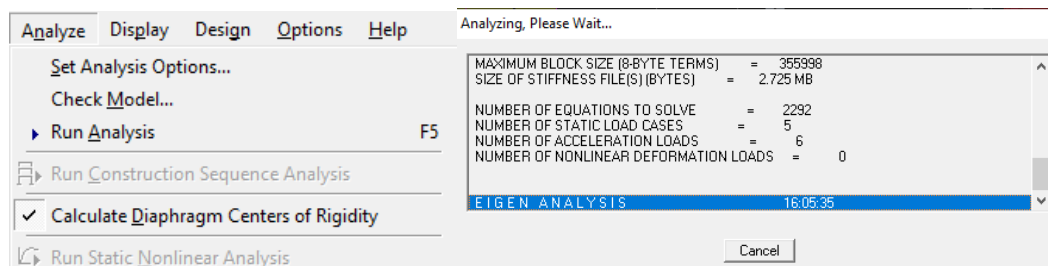
**Figure IV.29. Introductions des combinaisons d’actions.**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

**Étape 11 : Déroulement de l’analyse et visualisation des résultats :**

- ❖ **Vérification des erreurs : Analyze** → **Check Modal.**
- ❖ **Lancement de l’analyse :**

On se positionne sur: **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l’analyse.

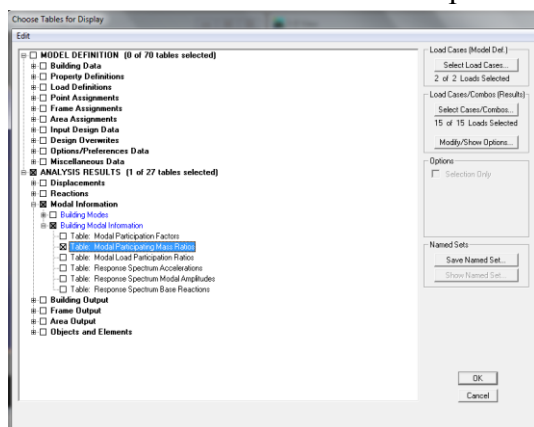


**Figure IV.30. Analyse de la structure.**

❖ Visualisation des résultats :

**Modes de vibrations:**

Les déformées modales obtenues après analyser par l'ETABS.



Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,759407	62,2139	1,5116	62,2139	1,5116
2	0,509487	1,4216	59,6750	63,6355	61,1866
3	0,378932	0,0002	2,4995	63,6357	63,6861
4	0,235404	12,5489	0,3174	76,1846	64,0036
5	0,143635	0,1592	14,7045	76,3439	78,7081
6	0,120979	4,9506	0,0139	81,2945	78,7220
7	0,111484	0,1936	0,7167	81,4881	79,4387
8	0,096008	0,0404	0,5500	81,5285	79,9887
9	0,095167	1,1589	0,0005	82,6874	79,9892
10	0,092569	0,1102	0,2561	82,7976	80,2453
11	0,069174	2,8767	0,8610	85,6743	81,1063
12	0,065339	0,6574	5,6445	86,3317	86,7508
13	0,051594	0,1087	0,0038	86,4404	86,7546
14	0,048310	2,5109	0,1490	88,9513	86,9036
15	0,041060	0,0486	4,0656	88,9999	90,9691
16	0,036867	2,5832	0,0002	91,5830	90,9693
17	0,032498	0,0793	0,0084	91,6623	90,9777
18	0,030388	0,9253	1,3937	92,5876	92,3714
19	0,029117	1,2602	1,5887	93,8479	93,9601
20	0,026098	1,5859	0,0054	95,4338	93,9655
21	0,023983	0,0024	1,3228	95,4362	95,2883
22	0,023588	0,4999	0,0054	95,9361	95,2937
23	0,022834	0,5580	0,8657	96,4941	96,1594
24	0,022032	0,7400	0,0142	97,2341	96,1737
25	0,020028	0,0284	1,0965	97,2625	97,2702
26	0,018597	0,1560	0,2497	97,4185	97,5199
27	0,017496	0,0000	0,4708	97,4185	97,9907
28	0,016075	0,0116	0,2234	97,4301	98,2142
29	0,015723	0,0254	0,0243	97,4554	98,2384
30	0,015234	0,0000	0,0629	97,4555	98,3013
31	0,014004	0,0054	0,0120	97,4608	98,3133
32	0,013391	2,3189	0,2326	99,7798	98,5458
33	0,012794	0,0461	0,0045	99,8259	98,5503

➤ Déformée de la structure

- Pour avoir la déformation de la structure

Show Deformed Shape → sélectionne une combinaison d'actions **ok**

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique
- **Diagramme des efforts interne** : on se positionne sur un plancher, on clique sur :  
**Display** → **Show Member forces/Stresses Diagram** → **frame/pier/spandrel force**  
Sélectionne une combinaison d'actions → choisir **moment 3.3** pour le moment et **shear2.2** pour l'effort tranchant.
- **Efforts internes dans les éléments barres** :
  - ✓ **Les poutres** :  
Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :  
**Display** → **Show tables**.  
Dans **Element Output** « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres) **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**
  - ✓ **Les poteaux** :  
Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.
  - ✓ **Efforts internes dans les voiles** :  
Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** → « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.
  - ✓ **Déplacements**:  
Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher d'un niveau considéré, on appuie sur **show tables** → « **Displacements** ».  
Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond ausens xx, et **Uy** au sens yy.
- **Effort tranchant et moment sismique à la base** :  
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».
- **Effort tranchant de niveau** :  
Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.  
Dans **Display** → **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.  
Enfin, dans **Draw** → **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

V. Vérification des exigences du RPA

**INTRODUCTION:**

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version 2003.

**1. Coefficient de comportement et classification des système de contreventement :**

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Notre système de contreventement Mixte portique / voile avec interaction (Article 4.a. P27 RPA99 version 2003). Donc **R = 5** (Tableau 4.3. P38 RPA99 version 2003).

**Justification de notre choix :**

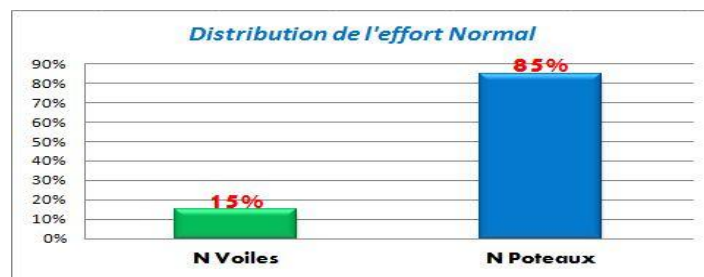
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Méthode de travail :

1. On sélectionne les nœuds des voiles à la base.

**Display →show tables → Reactions →modal information→ combo: ELS**

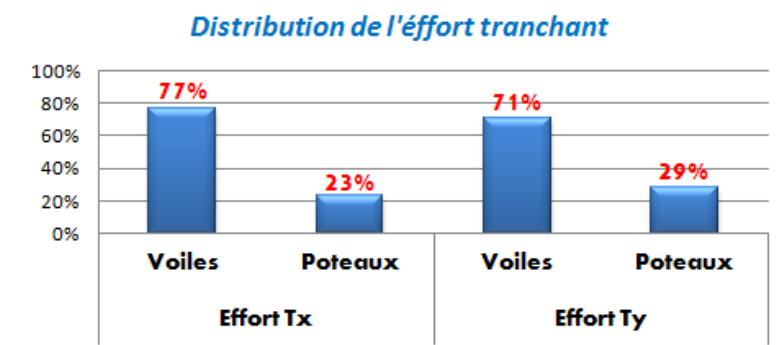
2. On sélectionne tous nœuds à la base, avec la même étape. Ainsi on déduit la valeur supporté par les poteaux.



- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**Display →show tables → Bulding output →Story shear→ combo: EX/EY**



**2. Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

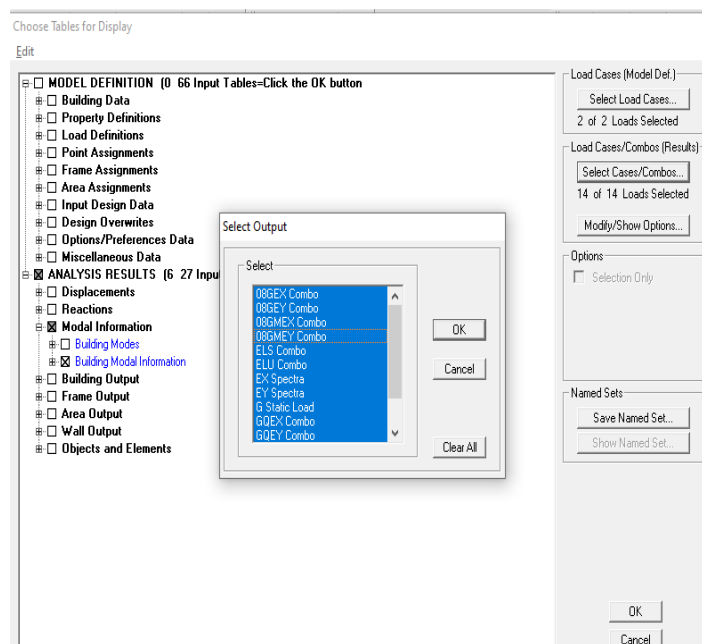
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS :

**Display →show tables**, un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information.**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...→OK →OK**



Un autre tableau s'affichera, on choisit dans la liste déroulante en haut à droite

**« Modal Participating Mass Ratios »**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,759407	62,2139	1,5116	62,2139	1,5116
2	0,509487	1,4216	59,6750	63,6355	61,1866
3	0,378932	0,0002	2,4995	63,6357	63,6861
4	0,235404	12,5489	0,3174	76,1846	64,0036
5	0,143635	0,1592	14,7045	76,3439	78,7081
6	0,120979	4,9506	0,0139	81,2945	78,7220
7	0,111484	0,1936	0,7167	81,4881	79,4387
8	0,096008	0,0404	0,5500	81,5285	79,9887
9	0,095167	1,1589	0,0005	82,6874	79,9892
10	0,092569	0,1102	0,2561	82,7976	80,2453
11	0,069174	2,8767	0,8610	85,6743	81,1063
12	0,065339	0,6574	5,6445	86,3317	86,7508
13	0,051594	0,1087	0,0038	86,4404	86,7546
14	0,048310	2,5109	0,1490	88,9513	86,9036
15	0,041060	0,0486	4,0656	88,9999	90,9691
16	0,036867	2,5832	0,0002	91,5830	90,9693
17	0,032498	0,0793	0,0084	91,6623	90,9777
18	0,030388	0,9253	1,3937	92,5876	92,3714
19	0,029117	1,2602	1,5887	93,8479	93,9601
20	0,026098	1,5859	0,0054	95,4338	93,9655
21	0,023983	0,0024	1,3228	95,4362	95,2883
22	0,023588	0,4999	0,0054	95,9361	95,2937
23	0,022834	0,5580	0,8657	96,4941	96,1594
24	0,022032	0,7400	0,0142	97,2341	96,1737
25	0,020028	0,0284	1,0965	97,2625	97,2702
26	0,018597	0,1560	0,2497	97,4185	97,5199
27	0,017496	0,0000	0,4708	97,4185	97,9907
28	0,016075	0,0116	0,2234	97,4301	98,2142
29	0,015723	0,0254	0,0243	97,4554	98,2384
30	0,015234	0,0000	0,0629	97,4555	98,3013
31	0,014004	0,0054	0,0120	97,4608	98,3133
32	0,013391	2,3189	0,2326	99,7798	98,5458
33	0,012794	0,0461	0,0045	99,8259	98,5503

Tableau V.1. Période et participation massique.

- Le 1<sup>er</sup> mode de vibration :  $U_x > 50 \%$   
 $U_y < 10 \%$       ➤ Translation x-x  
 $R_z < 10 \%$
  
- Le 2<sup>ème</sup> mode de vibration:  $U_x < 10 \%$   
 $U_y > 50 \%$       ➤ Translation y-y  
 $R_z < 10 \%$
  
- Le 3<sup>ème</sup> mode de vibration :  $U_x < 10 \%$   
 $U_y < 10 \%$       ➤ Torsion z-z  
 $R_z > 50 \%$

- La somme de la masse modale au 16<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions (X-X et Y-Y), la condition du **RPA (Article 4.3.4)** est donc vérifiée.

▪ **Nombre de modes à retenir:**

Ce critère est satisfait au 16<sup>ème</sup> mode donc on retiendra 16 modes de vibration.

### 3. Vérfications de l'effort tranchant a la base :

- **Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :**

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 et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1, RPA 99.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

- **Détermination des paramètres :**

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : III  
Groupe d'usage : 2

} → **A = 0.25**

- **Facteur de qualité : Q = 1.20**

- **Poids de la structure :**

$W = \sum_{i=1}^n W_i$  Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (formule 4-5 RPA 99 version 2003).

Notre cas :  $\beta = 0.2$

**Display → Show table → select cases/comb → Poids combo → Reactions → Support Reactions.**

ANALYSIS RESULTS (1 25 Input Tables=Click the OK button  
 Displacements  
 Reactions  
 Support Reactions  
 Modal Information  
 Building Output  
 Frame Output  
 Area Output  
 Wall Output  
 Objects and Elements

On choisit la somme des réactions FZ.

**$W_t = 31283.65 \text{ KN}$**

Story	Load	Loc	P	Poids étage
TERRASSE-DSM	POIDS	Bottom	323,77	323,77
TERRASSE	POIDS	Bottom	2509,97	2186,2
ET- ATTIQUE 2	POIDS	Bottom	4937,18	2427,21
ET- ATTIQUE 1	POIDS	Bottom	7634,72	2697,54
ET6	POIDS	Bottom	10548,45	2913,73
ET5	POIDS	Bottom	13460,51	2912,06
ET4	POIDS	Bottom	16432,81	2972,3
ET3	POIDS	Bottom	19405,11	2972,3
ET2	POIDS	Bottom	22443,39	3038,28
ET1	POIDS	Bottom	25481,28	3037,89
RDC	POIDS	Bottom	28415,45	2934,17
S.SOL1	POIDS	Bottom	31283,65	2868,2

**Tableau V.2. Poids de la structure**

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} T_2 & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

**T** : La valeur de la période fondamentale  $T$  de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (Art 4.2.4 du RPA99/version 2003).

$$T = \min \left( c_T h_N^{3/4}; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), dans notre cas  **$h_N = 34.89$  m.**

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (Tableau 4.6 du RPA99/version 2003). Dans notre cas  **$C_T = 0.05$ .**

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas  **$D_x = 17.88$  m et  $D_y = 16.76$  m.**

$$T_1 = 0.05 \times (34.89)^{3/4} = 0.717 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 34.89}{\sqrt{17.88}} = 0.742 \text{ s}$$

$$T_{3y} = \frac{0.09 \times 34.89}{\sqrt{16.76}} = 0.767 \text{ s}$$

$$T = \min(0.717 ; 0.742 ; 0.767) \rightarrow T = 0.717s$$

T<sub>2</sub> : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7RPA99/2003)

Site	S1	S2	S3	S4
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.3. Période caractéristique en fonction de la nature du site.

$$T_2 = 0,50 \text{ s (Site meuble S3)}$$

η : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%):coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage donné par le tableau (art 4.2 RPA99/2003) :

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton Armé	Acier	Béton armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.4. Coefficient d'amortissement critique ξ.

On prend:ξ=7%

**Explication de notre choix :** Du fait que nous avons un contreventement mixte voiles-portiques, nous avons près la décision de choisir le cas le plus défavorable qu'est le 7 %.

$$D'où:\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 > 0,7$$

Dans notre cas :

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T = 0,717 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \times 0,717 \times \left(\frac{0,50}{0,717}\right)^{2/3} = 1.73$$

Donc : Dx = 1.73

$$Dy = 1.73$$

- Calcul de la force sismique totale :

✓ Méthode statique équivalente :

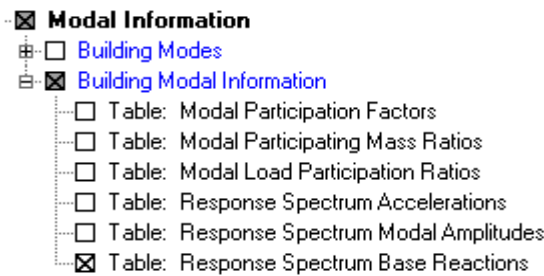
$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,25 \times 1,4 \times 1,20}{5} \times 31283.65 = 3252.80 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,25 \times 1,4 \times 1,20}{5} \times 31283.65 = 3252.80 \text{ KN}$$

✓ **Méthode dynamique modal spectrale :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : **Select cases/combos...→OK→OK**

On suit les étapes suivantes :



On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$V_x = 2644.44 \text{ KN}$$

$$V_y = 3163.07 \text{ KN}$$

Story	Load	Loc	VX	VY
TERRASSE-DSM	EX/EY	Bottom	104,65	112,61
TERRASSE	EX/EY	Bottom	521,92	619,77
ET- ATTIQUE 2	EX/EY	Bottom	903,96	1096,95
ET- ATTIQUE 1	EX/EY	Bottom	1271,71	1537,54
ET6	EX/EY	Bottom	1603,55	1941,3
ET5	EX/EY	Bottom	1885,59	2284,6
ET4	EX/EY	Bottom	2123,24	2564,84
ET3	EX/EY	Bottom	2319,12	2783,44
ET2	EX/EY	Bottom	2465,53	2946,21
ET1	EX/EY	Bottom	2559,62	3060,76
RDC	EX/EY	Bottom	2617,85	3132,52
S.SOL1	EX/EY	Bottom	2644,44	3163,07

**Tableau V.5-1.Force sismique totale sur Etabs.**

▪ **Comparaison des résultats**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

✓ **Sens longitudinal :**

$V_{x(\text{logiciel})} = 2644.44 \text{ KN} > 0.8V_x = 2602.24 \text{ KN} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

✓ **Sens transversal :**

$V_{y(\text{logiciel})} = 3163.07 \text{ KN} > 0.8V_y = 2602.24 \text{ KN} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**Remarque :** dans le cas ou cette condition n'est pas vérifiée, comme cela étai pour notre cas.

Voici comment nous avons procédé (Art 4.3.6 RPA99/2003).

Méthode statique équivalente :

$0.8 V_x = 2602.24 \text{ KN}$

$0.8 V_y = 2602.24 \text{ KN}$

Méthode dynamique modale spectrale

$V_{x(\text{logiciel})} = 2540.24 \text{ KN}$

$V_{y(\text{logiciel})} = 3163.07 \text{ KN}$

✓ **Sens longitudinal :**

$V_{x(\text{logiciel})} = 2540.24 \text{ KN} < 0.8V_x = 2602.24 \text{ KN} \dots\dots\dots$  **Condition non vérifiée.**

✓ **Sens transversal :**

$V_{y(\text{logiciel})} = 3163.07 \text{ KN} > 0.8V_y = 2602.24 \text{ KN} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

- On pondère les réponses d'ordre dynamique avec un coefficient  $C_x$ .

$C_x = \frac{2602.24}{2540.24} = 1.025$

**Define** → **Reponse spectrum cases** → **EX** → **Modify/Show spectrum.**

On injecte dans la case **Scale factor** → **9.81 x Cx** → **OK** → **Run analysis.**

**4. Caractéristique géométrique de la structure :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Centre de masse :	Centre de rigidité
XCCM	XCR
YCCM	YCR

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex (cm)	ey (cm)
S.SOL1	SSOL1	9,155	6,542	9,367	7,967	0,212	1,425
RDC	RDC	9,092	6,398	11,149	9,841	2,057	3,443
ET1	ET1	8,674	5,669	10,286	7,623	1,612	1,954
ET2	ET2	8,67	5,662	9,651	6,7	0,981	1,038

ET3	ET3	8,666	5,655	9,235	6,554	0,569	0,899
ET4	ET4	8,662	5,648	8,931	6,689	0,269	1,041
ET5	ET5	8,658	5,642	8,697	6,912	0,039	1,27
ET6	ET6	8,664	5,63	8,508	7,154	0,156	1,524
ET- ATTIQUE 1	ATT1	8,734	6,032	8,347	7,371	0,387	1,339
ET- ATTIQUE 2	ATT2	9,102	6,297	8,209	7,496	0,893	1,199
TERRASSE	TER	9,316	6,959	8,1	7,462	1,216	0,503
TERRASSE- DSM	DSM	13,288	8,636	12,453	8,511	0,835	0,125

Tableau V.6. Excentricité

- **Régularité en plan**

- ✓ Condition sur l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Cette **condition n'est pas vérifiée** pour cela nous avons pénalisé notre structure avec le facteur de qualité Q.

### 5. Justification vis-à-vis des déformations(Déplacement inter-étage) :

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 relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\Delta_K < 1\% h_e$

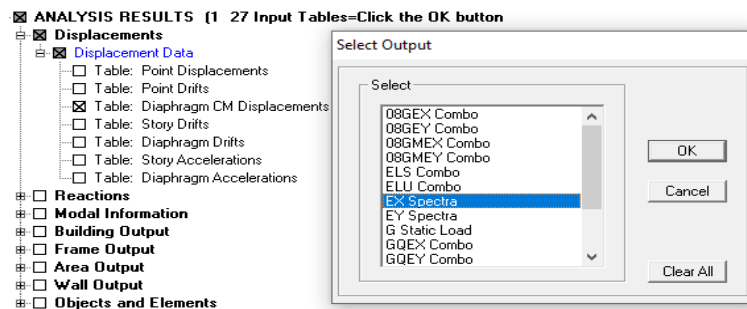
$h_e$  : Hauteur de l'étage considéré.

**Remarque :** dans le cas où les niveaux sont différents, on travaille avec la plus petite valeur.

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

- **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM déplacement**  
 Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :  
**Select cases/combos... → 2 fois sur OK**

EX			Déplacement (cm)	
Story	Diaphragm	UX (cm)	D - UX (cm)	Condition
TERRASSE-DSM	DSM	2,7262	0,0876	Vérifiée
TERRASSE	TER	2,6386	0,2274	Vérifiée
ET-ATTIQUE 2	ATT2	2,4112	0,2642	Vérifiée
ET-ATTIQUE 1	ATT1	2,147	0,2848	Vérifiée
ET6	ET6	1,8622	0,3165	Vérifiée
ET5	ET5	1,5457	0,3331	Vérifiée
ET4	ET4	1,2126	0,3329	Vérifiée
ET3	ET3	0,8797	0,3213	Vérifiée
ET2	ET2	0,5584	0,2818	Vérifiée
ET1	ET1	0,2766	0,2078	Vérifiée
RDC	RDC	0,0688	0,0556	Vérifiée
S.SOL1	SSOL1	0,0132	0,0132	Vérifiée

**Tableau V.7. Déplacement inter-étage X-X**

- **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

**Select cases/combos... → 2 fois sur OK**

EY			Déplacement (cm)	
Story	Diaphragm	UY (cm)	D- UY (cm)	Condition
TERRASSE-DSM	DSM	1,8352	0,298	Vérifiée
TERRASSE	TER	1,5372	0,1765	Vérifiée
ET-ATTIQUE 2	ATT2	1,3607	0,1841	Vérifiée
ET-ATTIQUE 1	ATT1	1,1766	0,1785	Vérifiée
ET6	ET6	0,9981	0,1809	Vérifiée
ET5	ET5	0,8172	0,181	Vérifiée
ET4	ET4	0,6362	0,1743	Vérifiée
ET3	ET3	0,4619	0,1625	Vérifiée
ET2	ET2	0,2994	0,14	Vérifiée
ET1	ET1	0,1594	0,107	Vérifiée
RDC	RDC	0,0524	0,0396	Vérifiée
S.SOL1	SSOL1	0,0128	0,0128	Vérifiée

Tableau V.8. Déplacement inter-étage Y-Y

### 6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au-dessus du niveau K.

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1.

$V_K$ : Effort tranchant de l'étage K.

$h_K$ : Hauteur de l'étage(k).

Story	Hauteur (cm)	Poids (KN)	D - UX (cm)	D- UY (cm)	VX	VY	□ x	Condition	□ y	Condition
TERRASSE-DSM	250	323,77	0,0876	0,298	104,65	112,61	0,00108408	V	0,003427172	V
TERRASSE-ET-ATTIQUE 2	306	2509,97	0,2274	0,1765	521,92	619,77	0,003573828	V	0,002335938	V
ET-ATTIQUE 1	306	4937,18	0,2642	0,1841	903,96	1096,95	0,004715645	V	0,002707849	V
ET6	306	10548,45	0,3165	0,1809	1603,55	1941,3	0,006803908	V	0,003212278	V
ET5	306	13460,51	0,3331	0,181	1885,59	2284,6	0,007770831	V	0,003485046	V
ET4	306	16432,81	0,3329	0,1743	2123,24	2564,84	0,008419865	V	0,003649451	V
ET3	306	19405,11	0,3213	0,1625	2319,12	2783,44	0,008785818	V	0,003702254	V
ET2	306	22443,39	0,2818	0,14	2465,53	2946,21	0,008382966	V	0,003485229	V
ET1	306	25481,27	0,2078	0,107	2559,62	3060,76	0,006760358	V	0,00291108	V
RDC	240	28415,45	0,0556	0,0396	2617,85	3132,52	0,002514626	V	0,001496734	V
S.SOL1	245	31221,63	0,0132	0,0128	2644,44	3163,07	0,000636106	V	0,000515692	V

Tableau V.9. Vérification de l'effet P-DELTA

▪ **Remarque :**

Puisque les coefficients  $\theta < 0,1$  pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc **négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

**7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$U = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

<i>Niveaux</i>	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	<i>Observation</i>
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>aire (cm<sup>2</sup>)</i>			
<b>SS</b>	70	70	4900	3343,00	0,27289796	<i>vérifiée</i>
<b>RDC</b>	65	65	4225	3056,00	0,28932544	<i>vérifiée</i>
<b>ET1+ET2</b>	60	60	3600	2700,00	0,3	<i>vérifiée</i>
<b>ET3+4</b>	55	55	3025	1954,00	0,25838017	<i>vérifiée</i>
<b>ET5+6</b>	50	50	2500	1296,00	0,20736	<i>vérifiée</i>
<b>ETAT1+2</b>	45	45	2025	778,00	0,15367901	<i>vérifiée</i>
<b>TER+TER1</b>	40	40	1600	320,00	0,08	<i>vérifiée</i>

Tableau V.10. Vérification de l'effort normal réduit

### VI. Ferrailage des éléments structuraux :

#### Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations.

#### VI.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- |   |   |                             |
|---|---|-----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>1,35G + 1,5Q \rightarrow</math> à l'ELU.</li> <li>- <math>G + Q \rightarrow</math> à l'ELS</li> <li>- <math>G + Q \pm E \rightarrow</math> RPA99 révisée 2003.</li> <li>- <math>0,8G \pm E \rightarrow</math> RPA99 révisée 2003.</li> </ul> | } | <b>RPA99 (Article 5 .2)</b> |
|---|---|-----------------------------|

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

**Tableau VI.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.**

### VI.1.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

#### A. Armatures longitudinales :(RPA Art 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal d'armatures sera de :  $0,9\% \times b \times h$  (en zone III)
  - Poteau (70 × 70) :  $A_{\min} = 0,009 \times 70 \times 70 = 44,10 \text{ cm}^2$
  - Poteau (65 × 65) :  $A_{\min} = 0,009 \times 65 \times 65 = 38,025 \text{ cm}^2$
  - Poteau (60 × 60) :  $A_{\min} = 0,009 \times 60 \times 60 = 32,40 \text{ cm}^2$
  - Poteau (55 × 55) :  $A_{\min} = 0,009 \times 55 \times 55 = 27,22 \text{ cm}^2$
  - Poteau (50 × 50) :  $A_{\min} = 0,009 \times 50 \times 50 = 22,50 \text{ cm}^2$
  - Poteau (45 × 45) :  $A_{\min} = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,225 \text{ cm}^2$
  - Poteau (40 × 40) :  $A_{\min} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,40 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times b \times h$  (en zone III)
  - Poteau (70 × 70) :  $A_{\max} = 0,06 \times 70 \times 70 = 294,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (65 × 65) :  $A_{\max} = 0,06 \times 65 \times 65 = 253,50 \text{ cm}^2$
  - Poteau (60 × 60) :  $A_{\max} = 0,06 \times 60 \times 60 = 216,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (55 × 55) :  $A_{\max} = 0,06 \times 55 \times 55 = 181,50 \text{ cm}^2$
  - Poteau (50 × 50) :  $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (45 × 45) :  $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,50 \text{ cm}^2$
  - Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96,00 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone de courante sera de  $4\% \times b \times h$  (en zone III)
  - Poteau (70 × 70) :  $A_{\max} = 0,04 \times 70 \times 70 = 196,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (65 × 65) :  $A_{\max} = 0,04 \times 65 \times 65 = 169,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (60 × 60) :  $A_{\max} = 0,04 \times 60 \times 60 = 144,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (55 × 55) :  $A_{\max} = 0,04 \times 55 \times 55 = 121,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (50 × 50) :  $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (45 × 45) :  $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81,00 \text{ cm}^2$
  - Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64,00 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur maximale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

#### B. Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires 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 diamètre  $\emptyset_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_L^{\max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\emptyset_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10)\text{cm}\} \text{(BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$S_t \leq 10\text{cm}$  , En zone nodale.

$S_t \leq \min\{b_1/2 ; b_2/2 ; 10 \emptyset_L\}$  , En zone de recouvrement.

Avec :  $\emptyset_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **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.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :(RPA99révisée 2003.Art7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par efforttranchant.

$\rho_a = 2,50$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3,75$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

- **Calcul d'élanement (élanement géométrique):**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

$\lambda g$  : élancement géométrique.

- **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22):**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\varnothing_{\min}$ .

$\frac{A_t}{b.S_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$ .

Si  $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda g < 5$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

### VI.1.2. Calcul du ferrailage à l'ELU :

#### A. Armatures longitudinales :

##### Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

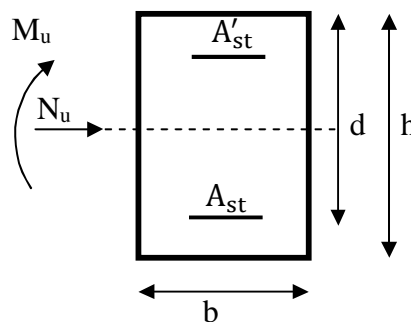


Figure VI.1.1.Schéma de ferrailage.

#### Section partiellement comprimée (SPC):

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

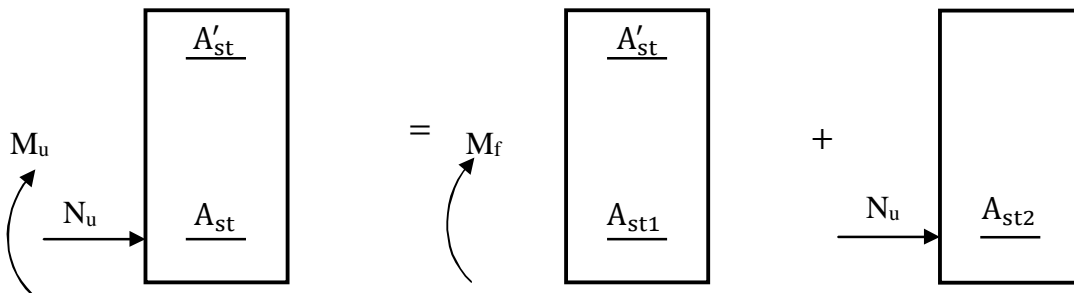
$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec:  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



**Figure VI.1.2. Section partiellement comprimée (SPC).**

- Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

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

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SAA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, \quad A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

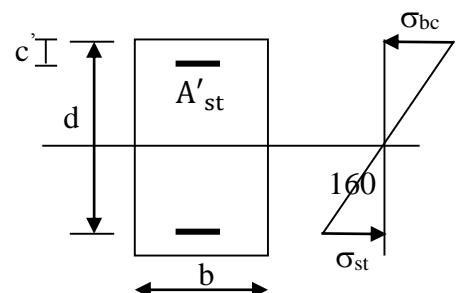
$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

### 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul:



## Chapitre VI Ferrailage des éléments

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$A_{st}$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s}$$

**Figure VI.1.3. Schéma de ferrailage.**

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$  ;  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

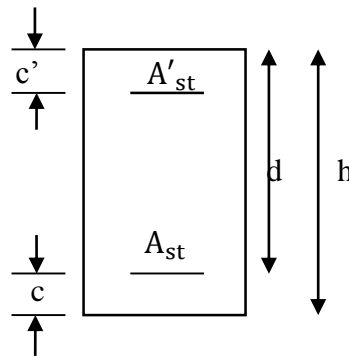
### Section entièrement comprimée (SEC):

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.



**Figure VI.1.4. Schéma de ferrailage.**

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :** SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \quad A'_{st} > 0 \quad \text{et} \quad A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

---

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c')-M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle

**2<sup>ème</sup> cas :** SDA (Section doublement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \quad A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

### Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal $N_u$ (KN)	Moment $M_u$ (KN.m)
<b>Sous-sol</b>	<b>(70 x 70)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-4358.88	-7,365
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	-1112,22	10,737
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-2959,02	-36,44
<b>RDC</b>	<b>(65 x 65)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-3904,41	-23,535
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	-354,23	30,678
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-1989,8	-137,848
<b>ET1+ET2</b>	<b>(60 x 60)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-3417,91	-25,555
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	30,97	30,045
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-1374,41	239,05
<b>ET3+ET4</b>	<b>(55 x 55)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-2519.81	-49.584
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	1.48	33.958
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-1095.93	245.835
<b>ET5+ET6</b>	<b>(50x50)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-1713.07	-63.266
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	1.19	77.8
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-834.46	213.867
<b>ET- AT1+ET- AT2</b>	<b>(45x45)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-1006.91	72.524
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	6.39	46.237
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-690.36	159.315
<b>TERRASSE</b>	<b>(40x40)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-403.63	42.017
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	-16.33	42.583
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-262.24	109.186

Exemple de calcul manuel : **Tableau VI.1.2. Les différentes sollicitations dans les poteaux.**

a) Exemple de calcul pour le poteau (70 x 70) cm<sup>2</sup> à l'ELU :

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

$$\begin{array}{lll}
 b = 70 \text{ cm} & h = 70 \text{ cm} & f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} \\
 d = 67 \text{ cm} & c = c' = 3 \text{ cm} & \sigma_s = 348 \text{ MPa}
 \end{array}$$

$$N_u = 4358.88 \text{ kN} ; M_u = 7.365 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.365 \times 10^2}{4358.88} = 0.169 \text{ cm}$$

$$e = 0.169 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{70}{2} - 3\right) = 32 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

$$\text{Calcul de : } N_u(d - c') - M_f \text{ et } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\text{Et } d = h - c = 0.70 - 0.03 = 0.67 \text{ m}$$

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = 7.365 + 4358.88 \left(\frac{0.70}{2} - 0.03\right) = 1402.21 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.70}\right) (0.70)^3 \times 14.2 \times 10^3 = 1472.313 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 4358.88(0.67 - 0.03) - 1402.21 = 1387.473 < 1472.313 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures:**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1402.21 \times 10^6}{700 \times 670^2 \times 14.2} = 0.314$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.314 \rightarrow \beta = 0.805$$

$$A'_{st} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1402.21 \times 10^3}{0.805 \times 67 \times 348} = 74.71 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle d'armature est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 74.71 - \frac{4358.88}{348} = -62.19 \text{ cm}^2$$

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

**Remarque :**

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires.

De la même manière on trouve les autres sections.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Section	Sollicitations	N(KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	NATURE	A <sub>calculé</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adopté</sub>	Ferrailage
<b>(70x70)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-4358.88	-7,365	SEC	-62.19	44.10	45.71	<b>12HA20 + 4HA16</b>
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-1112,22	10,737	SEC				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-2959,02	-36,44	SEC				
<b>(65x65)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-3904,41	- 23,535	SEC	-57.7	38.025	45.71	<b>12HA20 + 4HA16</b>
	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-354,23	30,678	SEC				
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-1989,8	- 137,84 8	SEC				
<b>(60x60)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-3417,91	- 25,555	SEC	-50.9	32.40	36.67	<b>4HA20 + 12HA16</b>
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	30,97	30,045	SEC				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-1374,41	239,05	SEC				
<b>(55x55)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-2519.81	- 49.584	SEC	-39.6	27.22	30.26	<b>12HA16 + 4HA14</b>
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	1.48	33.958	SEC				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-1095.93	245.83 5	SEC				
<b>(50x50)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1713.07	- 63.266	SEC	-29.12	22.5	22.98	<b>12HA14 + 4HA12</b>
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	1.19	77.8	SEC				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-834.46	213.86 7	SEC				
<b>(45x45)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1006.91	72.524	SEC	-20.2	18.225	19.71	<b>4HA14 + 12HA12</b>
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	6.39	46.237	SEC				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-690.36	159.31 5	SEC				

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

<b>(40 × 40)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-403.63	42.017	SEC	11.3	14.40	18.08	<b>16HA12</b>
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-16.33	42.583	SET				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-262.24	109.18 6	SET				

**Tableau VI.1.3. Ferrailage des poteaux**  
**VI.1.3. Vérification à l'ELU :**

**a. Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \quad \text{Soit : } \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Avec :

$\phi_l$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t = 4\text{HA}10 = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$ .

- **Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

**✚ En zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm.}$$

Nous adoptons :  $S_t = 8 \text{ cm.}$

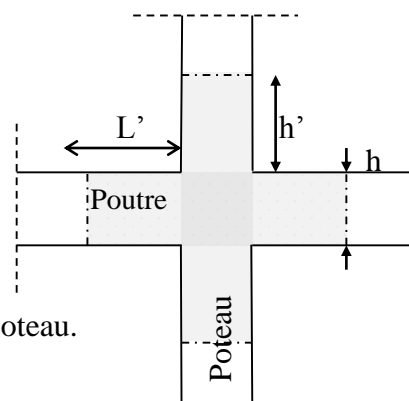
**NB :** au niveau du nœud, on introduit des armatures en U superposées (avec alter nuance dans l'orientation) afin de le consolider donc le rendre moins vulnérable au séisme.

**✚ En zone courante :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l \right) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 11 \text{ cm.}$

Avec :  $\phi_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.



**Figure VI.1.5. Délimitation de la zone nodale.**

- **La disposition des cadres dans la zone nodale :**

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1, h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

Niveaux	Poteaux	$h_e$ (cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
8 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	290	$h' = \max(48, 33; 40; 60\text{cm})$ = 60cm
6,7 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	290	$h' = \max(48, 33; 45; 60\text{cm})$ = 60cm
4,5 <sup>ème</sup> étage	50 × 50	290	$h' = \max(48, 33; 50; 60\text{cm})$ = 60cm
2, 3 <sup>ème</sup> étage	55 × 55	290	$h' = \max(48, 33; 55; 60\text{cm})$ = 60 cm
RDC, 1 étage	60 × 60	290	$h' = \max(48, 33; 60; 60\text{cm})$ = 60 cm
Sous-sol 1	65 × 65	224	$h' = \max(37, 33; 65; 60\text{cm})$ = 65 cm
Sous-sol 2	70 × 70	229	$h' = \max(38, 16; 70; 60\text{cm})$ = 70 cm

**Tableau VI.1.4. Délimitation des zones nodales.**

❖ **Poteaux de Sous-sol 2 :**

Zone nodale : 9 cadres espacés de 8 cm

❖ **Poteaux de Sous-sol 1 :**

Zone nodale : 9 cadres espacés de 8 cm

❖ **Poteaux de RDC + étages courant :**

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

Zone nodale : 8 cadres espacés de 8 cm

Et à l'intérieur du nœud il est recommandé de mettre des cadres sous forme d'un U.

- **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$ .

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si  $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b_1$

-Si  $\lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,8\% \cdot S_t \cdot b_1$

-Si  $3 < \lambda_g < 5 \dots \dots \dots$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = l_0 \text{ (BAEL article B.8.4)}$$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

- ✓ **Poteaux (70 x 70) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,45}{0,70} = 3,5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0048\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0048 \times 8 \times 70 = 2,69 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0048 \times 11 \times 70 = 3,69 \text{ cm}^2 > 3,14 \text{ cm}^2 \dots$  condition non vérifiée

- ✓ **Poteaux (65 x 65) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,40}{0,65} = 3,69 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0052\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0052 \times 8 \times 45 = 2,70 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0052 \times 11 \times 45 = 3,72 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition non vérifiée

- ✓ **Poteaux (60 x 60) :**

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3,06}{0,60} = 5.1 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 60 = 1,44 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 11 \times 60 = 1.98 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

✓ **Poteaux (55 x 55) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3,06}{0,55} = 5.56 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 55 = 1,32 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 11 \times 55 = 1.81 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

✓ **Poteaux (50 x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3,06}{0,50} = 6.12 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 50 = 1,2 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 11 \times 50 = 1.65 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3,06}{0,45} = 6.8 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 45 = 1,08 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 11 \times 45 = 1.48 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

✓ **Poteaux (40 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3.06}{0,40} = 7.65 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 40 = 0.96 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 11 \times 40 = 1,32 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

**Remarque :** D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ( $A_t^{\min} > A_t$ ) aux niveaux des poteaux (70 x 70) et (65 x 65)  $\text{cm}^2$ , alors pour cela en diminue l'espacement en zone courante.

**Soit :**  $S_t = 9 \text{ cm}$  en zone courante

✓ **Poteaux (70 x 70) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,45}{0,70} = 3,5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0048\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0048 \times 8 \times 70 = 2,69 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0048 \times 9 \times 70 = 3,02 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

✓ **Poteaux (65 x 65) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,40}{0,65} = 3,69 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0052\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0052 \times 8 \times 45 = 2,70 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0052 \times 9 \times 45 = 3,04 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$  ... condition vérifiée

### Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux seront composées de 4 cardes  $\emptyset 10$ ,  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ , un espacement en zone nodale de 8cm et en zone courante de 9 cm pour les poteaux (70 x 70) et (65 x 65)  $\text{cm}^2$

### **b. La longueur minimale des recouvrements est de:**

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement pour la zone III est:  $L = 50 \times \varphi$

Pour les **HA20** :  $L_R = 50 \times \emptyset = 50 \times 2 = 100 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 100 \text{ cm}$ .

Pour les **HA 16** :  $L_R = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 80 \text{ cm}$ .

Pour les **HA14** :  $L_R = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 70 \text{ cm}$ .

Pour les **HA12** :  $L_R = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 60 \text{ cm}$ .

### **c. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Pour les aciers à haute adhérence.

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

$$\text{Pour le HA20 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

**Pour les HA16 :**  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$

**Pour les HA14 :**  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$

**Pour les HA 12 :**  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$

### d. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$ .

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

POT	$V_u$ [KN]	$\lambda_g$	$\rho_d$	b (cm)	d (cm)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
<b>70x70</b>	40.66	3.5	0.04	70	67	0.087	1	CV
<b>65x65</b>	20.42	3.69	0.04	65	62	0.050	1	CV
<b>60x60</b>	35.78	5.1	0.075	60	57	0.10	1.875	CV
<b>55x55</b>	41.11	5.56	0.075	55	52	0.14	1.875	CV
<b>50x50</b>	50.5	6.12	0.075	50	47	0.21	1.875	CV
<b>45x45</b>	53.61	6.8	0.075	45	42	0.28	1.875	CV

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

<b>40x40</b>	43.61	7.65	0.075	40	37	0.29	1.875	CV
--------------	-------	------	-------	----	----	------	-------	----

**Tableau VI.1.5. Vérification des contraintes tangentielles.**

### VI.1.4. Vérification à l'ELS:

#### a. Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens longitudinal : (Moments M33)**

Zone	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	Ms <sub>x</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Condition
<b>(70x70)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-3170.13	-1.233	0.894	7.45	<b>45.71</b>	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-2567.6	-10.885				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-2567.6	-10.885				
<b>(65x65)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-2843.48	-17.116	2.057	8.26	<b>45.71</b>	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-425.28	-10.612				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-1904.08	-37.762				
<b>(60x60)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-2489.46	-18.509	1.612	7.92	<b>36.67</b>	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-703.08	-3.255	0.981	7.50		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-2155.19	-34.638				
<b>(55x55)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1835.73	-35.934	0.894	7.45	<b>30.26</b>	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-500.1	-1.538				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-1536.26	-50.177				
<b>(50x50)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1248.6	-45.873	0.894	7.45	<b>22.98</b>	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-329.7	-0.458				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-926.65	60.125				
<b>(45x45)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-734.19	52.831	0.894	7.45	<b>19.71</b>	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-152.77	7.772				
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-404.04	59.069				

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

(40x40)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-295.94	30.648	1.216	7.65	18.08	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-59.59	-5.957				
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-283.1	46.971	0.894	7.45		CV

**Sens transversal: (Moment  $M_{22}$ )**

Zone	Sollicitations	$N_s(\text{KN})$	$M_{s_x}(\text{KN.m})$	$e_s(\text{cm})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	Condition
(70x70)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-3170.13	-5.356	1,425	7.79	45.71	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-2567.6	2.257	3,443	9.69		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-3145.79	-5.698	1,954	8.18		CV
(65x65)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-2843.48	-6.105	1,038	7.54	45.71	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-425.28	-3.952	0,899	7.46		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-1378.58	-19.32	1,041	7.54		CV
(60x60)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-2489.46	-5.907	1,27	7.69	36.67	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-703.08	-8.089	1,524	7.86		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-1036.38	-20.846	1,339	7.73		CV
(55x55)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-1835.73	-5.624	1,199	7.64	30.26	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-500.1	-4.707	1,216	7.65		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-729.03	-25.674	0,894	7.45		CV
(50x50)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-1248.6	-4.633	1,425	7.79	22.98	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-329.7	-1.376	3,443	9.69		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-455.62	29.348	1,954	8.18		CV
(45x45)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-734.19	19.206	1,038	7.54		CV

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-152.77	22.382	0,899	7.45	19.71	CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-206.08	38.631	1,041	7.54		CV
(40x40)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-295.94	10	1,27	7.69	18.08	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-59.59	-29.69	1,524	7.86		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-104.19	50.361	1,339	7.73		CV

**Tableau VI.1.7. Ferrailage des poteaux a l'ELS suivant y-y.**

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

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

#### Poteaux de Sous-sol 2 :

$$\frac{h}{6} = \frac{245}{6} = 40.83 \text{ cm.}$$

#### Poteaux de Sous-sol 1 :

$$\frac{h}{6} = \frac{240}{6} = 40 \text{ cm.}$$

#### ❖ Poteaux RDC + étage courant :

$$\frac{h}{6} = \frac{306}{6} = 51 \text{ cm.}$$

### • Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bsup}$ : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

---

$\sigma_{\text{asup}}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{\text{binf}}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{\text{ainf}}$  : Contrainte max dans les aciers inférieur

## Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	Nature	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bsup</sub> [MPa]	σ <sub>binf</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	σ <sub>asup</sub> [MPa]	σ <sub>ainf</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]	Condition
70x70	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-3170.13	-1.233	0.04	SEC	45.71	4.65	4.63	15	69.8	69.5	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-2567.6	-10.885	0.42	SEC		3.85	3.66		57.7	55.1		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-2567.6	-10.885	0.42	SEC		3.85	3.66		57.7	55.1		CV
65x65	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-2843.48	-17.116	0.6	SEC	45.71	4.95	4.58	15	74	69	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-425.28	-10.612	2.51	SEC		0.83	0.6		12.3	9.13		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-1904.08	-37.762	1.98	SEC		3.6	2.78		53.4	42.3		CV
60x60	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-2489.46	-18.509	0.7	SEC	36.67	5	4.51	15	74.6	68	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-703.08	-3.255	0.46	SEC		1.39	1.3		20.7	19.6		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-2155.19	-34.638	1.6	SEC		4.57	3.66		67.9	55.6		CV
55x55	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1835.73	-35.934	1.96	SEC	30.26	4.97	3.65	15	66.66	51.5	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-500.1	-1.538	0.3	SEC		1.2	1.15		18	17.2		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-1536.26	-50.177	3.26	SEC		4.52	2.69		66.3	41.8		CV
50x50	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1248.6	-45.873	3.67	SEC	22.98	4.64	2.4	15	67.5	38.1	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-329.7	-0.458	0.03	SEC		0.94	0.92		14.1	13.8		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-926.65	60.125	6.4	SEC		4.07	1.15		58.5	19.9		CV
45x45	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-734.19	52.831	7.19	SEC	19.71	4.72	0.73	15	66.9	15	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-152.77	7.772	5.08	SEC		0.86	0.27		12.3	4.69		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-404.04	59.069	14.6	SEC		3.8	0		52.3	-9.38		CV
40x40	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-295.94	30.648	10.36	SEC	18.08	3.13	0	15	43	-1.21	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-59.59	-5.957	9.9	SEC		0.62	0		8.5	-0.05		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-283.1	46.971	16.59	SEC		4.16	0		55.5	-22.2		CV

Tableau VI.1.8. Vérification des contraintes à l'ELS suivant x-x.

## Chapitre VI Ferrailage des éléments

Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	Nature	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bsup</sub> [MPa]	σ <sub>binf</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	σ <sub>asup</sub> [MPa]	σ <sub>ainf</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]	Condition
70x70	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-3170.13	-5.356	0.16	SEC	45.71	4.69	4.59	15	70.2	69	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-2567.6	2.257	0.087	SEC		3.78	3.74		56.6	56.1		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-3145.79	-5.698	0.18	SEC		4.65	4.55		69.8	68.4		CV
65x65	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-2843.48	-6.105	0.21	SEC	45.71	4.83	4.7	15	72.4	70.6	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-425.28	-3.952	0.9	SEC		0.76	0.67		11.3	10.1		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-1378.58	-19.32	1.4	SEC		2.52	2.1		37.5	31.8		CV
60x60	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-2489.46	-5.907	0.24	SEC	36.67	4.83	4.68	15	72.4	70.3	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-703.08	-8.089	1.15	SEC		1.45	1.24		21.6	18.7		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-1036.38	-20.846	2.01	SEC		2.25	1.7		33.4	26		CV
55x55	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1835.73	-5.624	0.31	SEC	30.26	4.41	4.21	15	66	63.2	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-500.1	-4.707	0.94	SEC		1.26	1.09		18.8	16.5		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-729.03	-25.674	3.50	SEC		2.18	1.24		31.9	19.4		CV
50x50	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1248.6	-4.633	0.37	SEC	22.98	3.63	3.41	15	54.3	51.3	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-329.7	-1.376	0.42	SEC		0.96	0.9		14.4	13.5		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-455.62	29.348	6.5	SEC		2	0.57		28.7	9.84		CV
45x45	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-734.19	19.206	2.62	SEC	19.71	3.45	2	15	50.3	31.5	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-152.77	22.382	14.65	SEC		1.44	0		19.8	3.58		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-206.08	38.631	18.75	SEC		2.32	0		31.5	12.1		CV
40x40	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-295.94	10	3.38	SEC	18.08	1.96	0.85	15	28.2	14	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-59.59	-29.69	49.8	SET		2.22	0		27.6	37.8		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-104.19	50.361	48.33	SET		3.78	0		47	63.5		CV

Tableau VI.1.9. Vérification des contraintes à l'ELS suivant y-y.

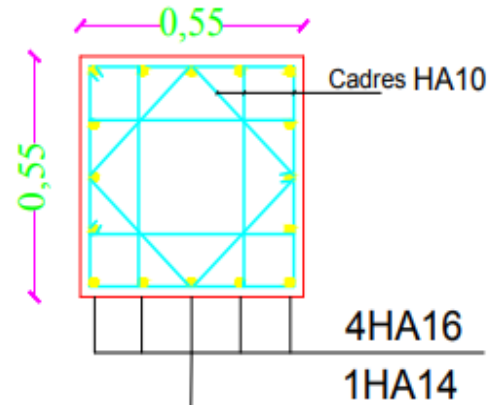
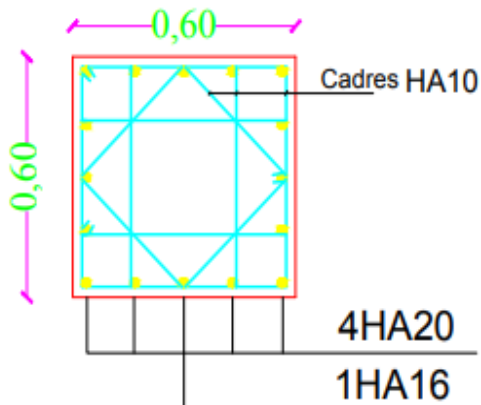
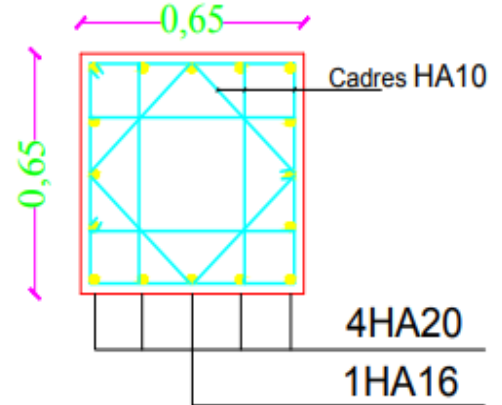
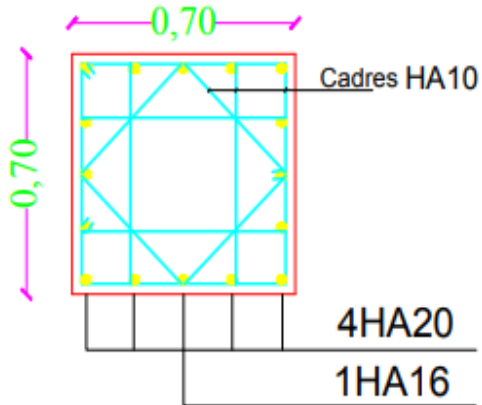
## Chapitre VI Ferrailage des éléments

✓ Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

### VI.1.5. Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

On a opté pour le ferrailage suivant :



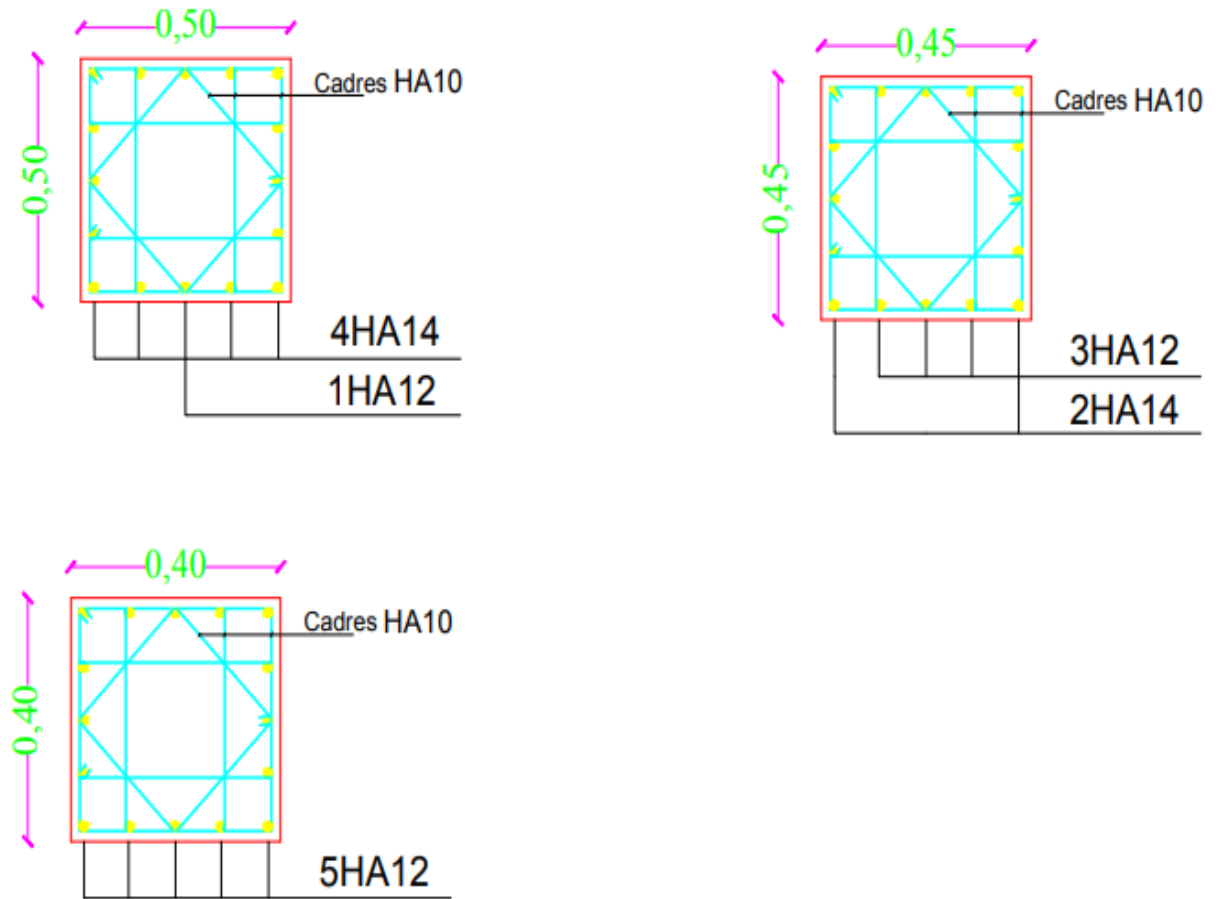


Figure VI.1.6. Schéma de ferrailage des Poteaux

## VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
  - $G + Q \rightarrow$  à l'ELS
  - $G + Q + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
  - $0,8G \pm E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- } **RPA99 (Article 5 .2)**

### VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

#### A. Armatures longitudinales :(RPA Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

Poutres:  $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2$

Poutres palières :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante.

✓ 6% en zone de recouvrement.

❖ Poutres :

Zone courante  $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement  $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2$

❖ Poutres palières :

Zone courante  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

- La longueur maximale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

#### B. Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

- 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 :

- $St = \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$  en zone nodale.
- $St \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement.

$\emptyset$  : 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.2.2. Calcul du ferrailage à l'ELU :

### A. Armatures longitudinales :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

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

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SAA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_{st} = 0$ )

Section d'acier tendue :

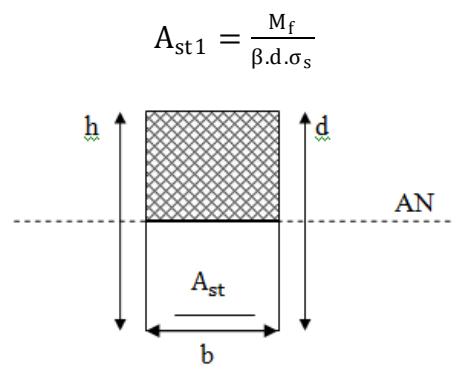


Figure VI.2.1. Section simplement armée.

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} \text{ , } \Delta M = M_u - M_1$$

$M_1$  : moment ultime pour une section simplement armée.

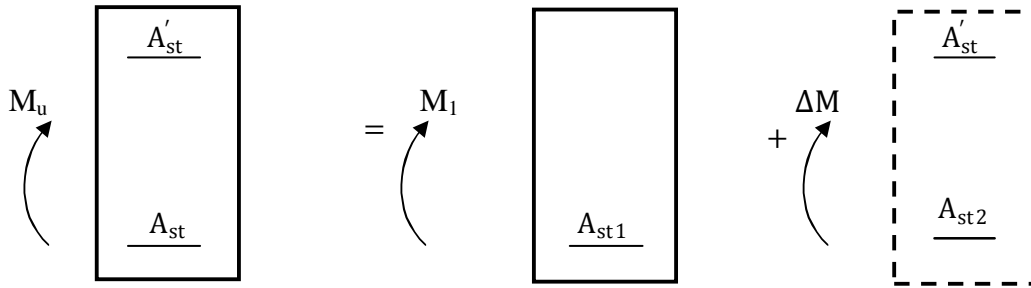
$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

- Armatures comprimées :

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$



**Figure VI.2.2. Section rectangulaire doublement armée.**

### **Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillements se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

- ✓ **Poutre principale (35 × 50) :**

#### **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{193.415 \times 10^3}{35 \times 47^2 \times 14,2} = 0,176$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  la section est simplement armée (**SAA**).

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

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{193.415 \times 10^3}{0,902 \times 47 \times 348} = 13,11 \text{ cm}^2$$

#### **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{187.426 \times 10^3}{35 \times 47^2 \times 14,2} = 0,170$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  la section est simplement armée (**SAA**).

$$\mu = 0,170 \rightarrow \beta = 0,906$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{187.426 \times 10^3}{0,906 \times 47 \times 348} = 12,64 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	$M_{max}(KN.m)$	$\mu_b$	$\beta$	obs	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	ferraillage	$A_{adoptée}(cm^2)$
<b>Travée</b>	193.415	0,176	0,902	SSA	13.11	8.75	4HA16+4HA14	14.19
<b>Appui</b>	-187.426	0,17	0,906	SSA	12.64	8.75	4HA16+4HA14	14.19

**Tableau VI.2.1.Ferraillage des poutres.**

✓ **Poutre palière brisée (30 × 40) :**

	$M_{max}(KN.m)$	obs	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	ferraillage	$A_{adoptée}(cm^2)$
<b>Travée</b>	69.569	SSA	5.8	6	4HA14	6.154
<b>Appuis</b>	-107.257	SSA	9.3	6	4HA14+4HA12	10.676

**Tableau VI.2.2.Ferraillage des poutres palière.**

### VI.3. Vérification à l'ELU :

**a. Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA99/2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

	Calcul de l'espacement $S_t(cm)$			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage [ $cm^2$ ]
<b>Poutres (35 × 50)</b>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min (12,5;16,8)	$S_t = 10$	1.05	4HA8 = 2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 25$ cm	$S_t = 15$	1.57	
<b>poutre palière (30 × 40)</b>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min (10;14,4)	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1.35	

**Tableau VI.2.3. Ferraillage des armatures transversales.**

**b. Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4.2.1):**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1$  MPa

		$A_{st}$	$A_{\min}$	Vérfications
Poutres	En travée	14.19	1.98	Condition vérifiée
	Aux appuis	14.19	1.98	Condition vérifiée
Poutres palière	En travée	6.154	1.34	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.676	1.34	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.4. Vérification de la condition de non fragilité.**

**c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	$T_{\max}$						
Poutres	$T_{\max}$	157.2	35	47	0,955	3,33	Condition vérifiée
Poutres palière	$T_{\max}$	91.46	30	37	0.824	3,33	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.5. Vérification au cisaillement.**

**d. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :  $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9dbf_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f <sub>c28</sub> (MPa)	T <sub>u</sub> (KN)	Observation
	T <sub>max</sub>						
Poutres	T <sub>max</sub>	157.2	35	47	25	987	Condition vérifiée
Poutres palière	T <sub>max</sub>	91.46	30	37	25	666	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.6. Influence de l'effort tranchant sur le béton.**

• **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$  ; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s > (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1,15}{f_e}$$

Si  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

$$\text{Poutres : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 157.2 - \frac{187.42}{0,9 \times 0,47} = -285.87 < 0$$

$$\text{Poutres palière : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 91.46 - \frac{107.257}{0,9 \times 0,47} = -162.10 < 0$$

✓ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**e. Vérification de la contrainte d'adhérence BAEL (Art A.6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

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

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

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

• **Poutres :**

$$\sum U_i = n \times (\pi + 2) \times \emptyset + n \times (\pi + 2) \times \emptyset$$

$$= 4 \times (3,14 + 2) \times 1,4 + 4 \times (3,14 + 2) \times 1,6 = 61.68 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{157.2 \times 10^3}{0,9 \times 570 \times 616.8} = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

• **Poutres palière :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing + n \times (\pi + 2) \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 1,4 + 4 \times (3,14 + 2) \times 1,4 = 46,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{91,46 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,7} = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \Rightarrow \text{C. V.}$$

**f. Ancrage des armatures BAEL (Art A.6.1.23) :**

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$  avec:  $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

**PourlesHA 16 :**  $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(2,835)} = 56,33 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$l_{cr} = 0,4 \times l_s = 22,53 \text{ cm}$$

**PourlesHA 16 :**  $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(2,835)} = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$l_{cr} = 0,4 \times l_s = 19,75 \text{ cm}$$

**PourlesHA 16 :**  $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(2,835)} = 42,33 \text{ cm}$

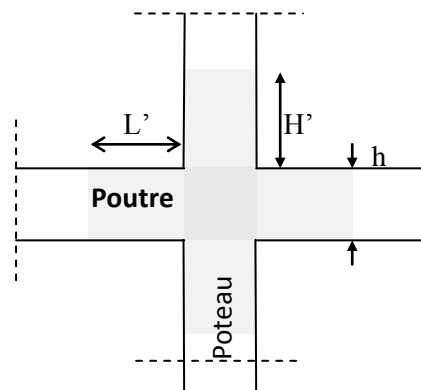
Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$l_{cr} = 0,4 \times l_s = 16,93 \text{ cm}$$

**g. Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1) :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

$$L' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$



**Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale.**

#### VI.4. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

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

##### a. État limite d'ouvertures des fissures (Art B.6.3 BAEL 91)

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

##### b. État limite de résistance du béton en compression (Art A.4.5.2 BAEL 91)

La contrainte de compression du béton est limité à  $0.6 \times f_{c28}$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul :

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

Puis en déduit les valeurs de  $\beta$  et  $K_1$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	$M_{smax}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	69.128	14.19	0,862	0,868	22.88	184.81	8.08	15	CV
<b>Appui</b>	-106.99	14.19	0,862	0.868	22.88	184.81	8.08	15	CV

**Tableau VI.2.7. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres.**

	$M_{smax}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	10.578	6.154	0,554	0,889	30.04	52.25	1.68	15	CV
<b>Appui</b>	-24.161	10.676	0.961	0,863	21.50	70.875	3.30	15	CV

**Tableau VI.2.8. Vérification des contraintes a l'ELS pour les poutres palières.**

**c. Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

**Vérifications :**

• **Poutres :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{600} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{50}{640} = 0,078 > \frac{1}{10} \times \frac{106,99}{193,415} = 0,055 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{14,19}{35,47} = 0,008 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutres palière :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{490} = 0,082 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{40}{490} = 0,082 > \frac{1}{10} \times \frac{24,161}{107,257} = 0,022 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10,676}{30,37} = 0,0096 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**VI.5. Conclusion :**

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures transversales		Armatures longitudinales	
	Zone courante	Zone nodale	Travée	Appuis
Poutres principales	4HA8	4HA8	4HA16+4HA14	4HA16+4HA14
Poutres secondaires	4HA8	4HA8	4HA14	4HA14+4HA12

**Tableau VI.2.9. Récapitulatif de ferrailage des poutres.**

### VI.3. Ferraillage des voiles de contreventement :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 4 zones :

**Zone I :** Sous-sol1, RDC, 1, 2<sup>ème</sup> étage.

**Zone II :** 3, 4, 5<sup>ème</sup>, étage

**Zone III :** 6, 7, 8<sup>ème</sup> étage.

#### VI.3.1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{ Selon le BAEL 91 modifié 99}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{ Selon le RPA version 2003}$$

#### VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier (distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée).

Avec :  $V = V' = \frac{L}{2}$

L : longueur du voile.

**Remarque :**

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d = \frac{L_t}{2}$$

Avec :

$h_e$  : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$L$  : Longueur du voile.

$L_t$  : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

**VI.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$

Tableau VI.3.1. Tableau des efforts normaux.

VI.3.4. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

	Armatures verticales
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI.3.2. Tableau des armatures verticales

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

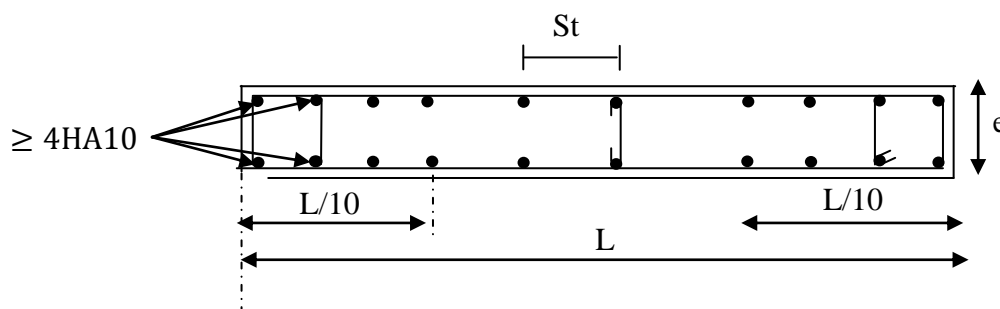


Figure VI.3.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

**b. Armatures minimales:**

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2,1/ BAEL91 modifié99):**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**A.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq 0.2\% B$$

**c. Armatures horizontales:**

- ✓ **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

$A_V$ : Section des armatures verticales.

- ✓ **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$ . (**A.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

**d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (A.7.4.3 RPA99/2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_V$  et  $A_H > 0,15\%B$ .....Globalement dans la section du voile.
- $A_V$  et  $A_H > 0,10\% B$ .....en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

**Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Avec :  $a = 20\text{cm}$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30\text{ cm}, 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 30\text{ cm}$$

**Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement 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 maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25\text{ mm.}$$

**e. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**f. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$  : 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.

**VI.3.5. Les vérifications:**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

• **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**VI.3.6.Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage des voiles de longueur  $L = 3.35 \text{ m}$  sur la zone 1.

**Caractéristiques géométriques :**

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
3.35	0.2	0.67	0.626

**Tableau VI.3.4. Caractéristiques géométriques**

**Sollicitations de calcul :**

$$N^{\max} = -2685.7 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 1540.874 \text{ KN.m} \rightarrow V_u = 689.8 \text{ KN}$$

$$N^{\min} = 47.4 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 1252.97 \text{ KN.m} \rightarrow V_u = 670.66 \text{ KN}$$

$$N^{\text{corr}} = -2685.7 \text{ KN} \rightarrow M^{\max} = 1540.87 \text{ KN.m} \rightarrow V_u = 689.8 \text{ KN}$$

$$N_s = 2366.28 \text{ KN}$$

**1<sup>er</sup> cas :**  $N = N^{\max} = -2685.7 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{-2685.7}{0.67} + \frac{1540.874 \times 1.675}{0.626} = 114.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.V'}{I} = \frac{-2685.7}{0.67} - \frac{1540.874 \times 1.675}{0.626} = -8131.45 \text{ KN/m}^2$$

**2<sup>ème</sup> cas :**  $N = N^{\min} = 47.4 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{47.4}{0.67} + \frac{1252.97 \times 1.675}{0.626} = 3423.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.V'}{I} = \frac{47.4}{0.65} - \frac{1252.97 \times 1.675}{0.626} = -3279.67 \text{ KN/m}^2$$

**3<sup>ème</sup> cas = 1<sup>er</sup> cas**

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

**a. Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et de la zone tendue «  $L_t$  » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{114.44}{114.44 + 8131.45} \times 3.35 = 0.046 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.35 - 0.046 = 3.304 \text{ m}$$

**b. Détermination des efforts normaux :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \left( L_t - \frac{L_t}{2} \right)}{L_t} = \frac{8131.45 \times (3.304 - 1.65)}{3.304} = 4070.65 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{8131.45 + 4070.65}{2} \times 1.65 \times 0.20 = 2013.35 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{4070.65}{2} \times 1.65 \times 0.20 = 671.65 \text{ KN}$$

**c. Calcul des armatures verticales :**

$$A_{SV1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{2013.35}{348 \times 10^{-1}} = 57.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{671.65}{348 \times 10^{-1}} = 19.30 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A'_{SV} = A_{SV1} + A_{SV2} = 57.85 + 19.30 = 77.15 \text{ cm}^2$

**2<sup>ème</sup> cas :**

**a. Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et de la zone tendue «  $L_t$  » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3423.34}{3423.34 + 3279.67} \times 3.35 = 1.71 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.35 - 1.71 = 1.64 \text{ m}$$

**b. Détermination des efforts normaux :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \left( L_t - \frac{L_t}{2} \right)}{L_t} = \frac{3423.34 \times (1.64 - 0,82)}{1.64} = 1711.67 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_t + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{3423.34 + 1711.67}{2} \times 0.82 \times 0,20 = 421.80 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{1711.67}{2} \times 0.82 \times 0,20 = 140.36 \text{ KN}$$

**c. Calcul des armatures verticales :**

$$A_{SV1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{421.80}{348 \times 10^{-1}} = 12.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{140.36}{348 \times 10^{-1}} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A'_{SV} = A_{SV1} + A_{SV2} = 12.12 + 4.03 = \mathbf{16.15 \text{ cm}^2}$$

**3<sup>ème</sup> cas = 1<sup>er</sup> cas**

$$\text{Finalement : } A_{SV} = \max(A'_{SV}; A''_{SV}; A'''_{SV}) = (77.15 ; 16.15 ; 77.15) = 77.17 \text{ cm}^2$$

**Les armatures de couture:**

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{689.8 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 26.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vj\text{voile}} = 26.56 \text{ cm}^2 L_{\text{voile}} = 3.35 \text{ m} \rightarrow$$

$$A_{VjLT} = ? \quad \quad \quad \leftarrow L_T = 3.304 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } A_{VjLT} = \frac{26.56 \times 3.304}{3.35} = 26.20 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section totale :

$$\blacksquare A_{ST} = A_{SV} + A_{VjLT} = 77.17 + 26.20 = \mathbf{103.37 \text{ cm}^2}$$

**Ferrailage adopté :**

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> nappe	$A_1 = 51.69 \text{ cm}^2$	27HA16 = 54.26 cm <sup>2</sup>	$S_t = 12 \text{ cm}$
2 <sup>ème</sup> nappe	$A_2 = 51.69 \text{ cm}^2$	27HA16 = 54.26 cm <sup>2</sup>	$S_t = 12 \text{ cm}$

**Tableau VI.3.5. Ferrailage adopté.**

**d. Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{54.26}{4} = 13.57 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 335 = 10.05 \text{ cm}^2$

$$A_H(Lt) = \frac{10.05 \times L_t}{L} = \frac{10.05 \times 330}{335} = 9.9 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_H = 13.57 \text{ cm}^2$ .

Soit : 7 HA14 = 14.06 cm<sup>2</sup> / 1m de hauteur ; avec  $S_H = 14 \text{ cm}$ .

**e. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

**VI.3.8. Les vérifications :**✓ **Section minimal :****A. Dans la Zone tondue :**

$$A_{\min} = 0.2\% bL_t = 0.002 \times 20 \times 330.4 = 13.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{LT \text{ adopte}} = 26.20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 13.22 \text{ cm}^2$$

**B. Dans le voile :**

$$A_{\min} = (0.15\%B) = 0.015 \times 20 \times 335 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 103.37 \text{ cm}^2 > 10.05 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_H = 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2366.28 \times 10^3}{1 \times 10^6 + 15 \times 54.26 \times 10^2} = 2.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

✓ Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 689,8 \times 10}{20 \times 0,9 \times 335} = 1,60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{689,8 \times 10}{20 \times 0,9 \times 335} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.9. Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :**

Voile de longueur L = 3.35 m:

Zones		Sollicitation de calcul													
		ep (m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V=V'	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Vu (KN)	Ns (KN)	Comb	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	S-sol	0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-2685,7	1540,874	689,8	2366,28	ELU	110,558699	- 8127,573624	3,33657964	4063,786812
		0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	47,4	1252,969	670,66		0,8G+E	3420,184451	- 3278,691914	2,839439084	1710,092225
		0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-2685,7	1540,874	689,8		GQE	110,558699	- 8127,573624	3,33657964	4063,786812
Zone II	RDC,1, 2 <sup>ème</sup> étage	0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-1612,95	691,761	545,99	886,33	ELU	- 558,1717532	- 4256,604366	3,199078836	2128,302183
		0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-0,43	456,834	396,85		0,8G+E	1220,567387	- 1221,850969	2,850262769	610,9254845
		0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-1612,95	691,761	545,99		GQE	- 558,1717532	- 4256,604366	3,199078836	2128,302183
Zone III	3,4,5 <sup>ème</sup> , étage	0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-698,55	178,834	210,93	458,51	ELU	- 564,5526843	- 1520,671196	2,759536917	760,3355981
		0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-29,28	40,771	36,49		0,8G+E	65,28759189	- 152,690577	3,050485639	76,34528848
		0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-218,48	211,424	179,88		GQE	239,0893295	- 891,2684339	3,13848349	445,634217
Zone IV	6,7,8,9 <sup>ème</sup> étage	0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-2685,7	1540,874	689,8	2366,28	ELU	110,558699	- 8127,573624	3,33657964	4063,786812
		0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	47,4	1252,969	670,66		0,8G+E	3420,184451	- 3278,691914	2,839439084	1710,092225
		0,2	0,67	0,626589583	1,675	3,35	-2685,7	1540,874	689,8		GQE	110,558699	- 8127,573624	3,33657964	4063,786812

Tableau VI.3.6. Caractéristique géométriques et sollicitations de calcul.

	$N_1(KN)$	$N_2(KN)$	$A_{SV1}(cm^2)$	$A_{SV2}(cm^2)$	$A'_{sv}(cm^2)$	$A_{sv}(cm^2)$
<b>Zone I</b>	2033,872251	677,957417	58,44460491	19,48153497	77,92613989	77,92613989
	728,3554054	242,7851351	20,92975303	6,976584343	27,90633737	
	2033,872251	677,957417	58,44460491	19,48153497	77,92613989	
<b>Zone II</b>	1021,290971	340,4303236	29,34744169	9,782480563	39,12992225	39,12992225
	261,1947244	87,06490815	7,50559553	2,501865177	10,00746071	
	1021,290971	340,4303236	29,34744169	9,782480563	39,12992225	
<b>Zone III</b>	314,7261228	104,9087076	9,043854105	3,014618035	12,05847214	12,05847214
	34,93353092	11,64451031	1,003837095	0,334612365	1,338449461	
	209,7923449	69,93078162	6,028515657	2,009505219	8,038020876	
<b>Zone IV</b>	2033,872251	677,957417	58,44460491	19,48153497	77,92613989	77,92613989
	2033,872251	677,957417	58,44460491	19,48153497	77,92613989	
	728,3554054	242,7851351	20,92975303	6,976584343	27,90633737	

**Tableau VI.3.7. Sollicitations de calcul et ferrailage des armatures verticales.**

Zone	Armatures verticales									Armatures horizontales				Vérification des constructions					
	$A_{SV}$	$A_{VJ}$	$A_{ST}$	$A_{ST}/nappe$	$A_{min}$	$A_s$	Choix des barres	$A_s$ adp	$S_t$	$A_H/nappe$	Choix des barres	$A_H$ adp	$S_t$	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 5MPa$		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 5MPa$	
														$\tau_b$	Obs	$\tau_b$	Obs	$\sigma_{bc}$	Obs
<b>Zone I</b>	77,92	26,45	104,3 7	52,18	13,34	52,18	<b>18HA20</b>	<b>56,52</b>	<b>18</b>	14,13	<b>8HA16</b>	<b>16,0 8</b>	<b>1 2</b>	1,60	<b>CV</b>	1,14	<b>CV</b>	3,13	<b>CV</b>
<b>Zone II</b>	39,12	20,07	59,20	29,60	12,79	29,60	<b>18HA16</b>	<b>36,17</b>	<b>18</b>	9,59	<b>7HA14</b>	<b>10,7 7</b>	<b>1 4</b>	1,26	<b>CV</b>	0,90	<b>CV</b>	1,22	<b>CV</b>
<b>Zone III</b>	12,05	6,68	18,74	9,37	11,03	11,03	<b>18HA12</b>	<b>20,34</b>	<b>18</b>	8,27	<b>6HA14</b>	<b>9,23</b>	<b>1 4</b>	0,48	<b>CV</b>	0,34	<b>CV</b>	0,65	<b>CV</b>
<b>Zone IV</b>	77,9	26,45	104,3 7	52,18	13,34	52,18	<b>18HA20</b>	<b>56,52</b>	<b>18</b>	14,13	<b>8HA16</b>	<b>16,0 8</b>	<b>1 2</b>	1,60	<b>CV</b>	1,14	<b>CV</b>	3,13	<b>CV</b>

**Tableau VI.3.8. Ferrailage des voiles de longueur L = 3.35 m.**

**Voile de longueur L = 1.6 m:**

Zones		Sollicitation de calcul													
		ep (m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V=V'	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Vu (KN)	Ns (KN)	Comb	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	S-sol	0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	-2406,67	953,973	461,99	1194,84	ELU	3658,5273 44	- 18700,2148 4	1,436371 505	9350,10742 2
		0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	79,17	672,143	316,7		0,8G+E	8124,0820 31	- 7629,26953 1	1,084295 009	4062,04101 6
		0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	-2406,67	953,973	461,99		GQE	3658,5273 44	- 18700,2148 4	1,436371 505	9350,10742 2
Zone II	RDC,1, 2 <sup>ème</sup> étage	0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	-1141,71	361,508	325,28	1237,13	ELU	668,57812 5	- 7804,26562 5	1,521091 649	3902,13281 3
		0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	20,76	419,975	295,48		0,8G+E	4986,4570 31	- 4856,70703 1	1,093409 131	2493,22851 6
		0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	-1009,23	515,359	407,83		GQE	2885,5195 31	- 9193,20703 1	1,361107 306	4596,60351 6
Zone III	3,4,5 <sup>ème</sup> , étage	0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	-633,75	340,36	264,14	861,98	ELU	2008,125	-5969,0625	1,348266 541	2984,53125
		0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	6,27	148,795	104,25		0,8G+E	1763,2851 56	- 1724,09765 6	1,094381 532	881,642578 1
		0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	-28,06	419,998	246,08		GQE	4834,1640 63	- 5009,53906 3	1,108907 979	2504,76953 1
Zone IV	6,7,8,9 <sup>ème</sup> étage	0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	-2406,67	953,973	461,99	1194,84	ELU	3658,5273 44	- 18700,2148 4	1,436371 505	9350,10742 2
		0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	79,17	672,143	316,7		0,8G+E	8124,0820 31	- 7629,26953 1	1,084295 009	4062,04101 6
		0,2	0,32	0,068266667	0,8	1,6	-2406,67	953,973	461,99		GQE	3658,5273 44	- 18700,2148 4	1,436371 505	9350,10742 2

**Tableau VI.3.9. Caractéristique géométriques et sollicitations de calcul.**

	$N_1(KN)$	$N_2(KN)$	$A_{sv1}(cm^2)$	$A_{sv2}(cm^2)$	$A'_{sv}(cm^2)$	$A_{sv}(cm^2)$
<b>Zone I</b>	2014,53418	671,5113933	57,88891321	19,2963044	77,18521762	77,18521762
	660,6676197	220,2225399	18,98470172	6,328233905	25,31293562	
	2014,53418	671,5113933	57,88891321	19,2963044	77,18521762	
<b>Zone II</b>	890,3252454	296,7750818	25,58405878	8,528019592	34,11207837	35,95672774
	408,9178239	136,3059413	11,75051218	3,916837394	15,66734957	
	938,470594	312,8235313	26,96754581	8,989181935	35,95672774	
<b>Zone III</b>	603,5915439	201,1971813	17,34458459	5,781528198	23,12611279	23,12611279
	144,7280033	48,24266775	4,158850668	1,386283556	5,545134224	
	416,6338378	138,8779459	11,97223672	3,990745573	15,96298229	
<b>Zone IV</b>	2014,53418	671,5113933	57,88891321	19,2963044	77,18521762	77,18521762
	2014,53418	671,5113933	57,88891321	19,2963044	77,18521762	
	660,6676197	220,2225399	18,98470172	6,328233905	25,31293562	

**Tableau VI.3.10. Sollicitations de calcul et ferrailage des armatures verticales.**

Zone	Armatures verticales									Armatures horizontales				Vérification des constructions					
	$A_{sv}$	$A_{vj}$	$A_{st}$	$A_{st}/n$ nappe	$A_{min}$	$A_s$	Choix des barres	$A_s$ adp	$S_t$	$A_H/$ nappe	Choix des barres	$A_H$ adp	$S_t$	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 5MPa$		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 5MPa$	
														$\tau_b$	Obs	$\tau_b$	Obs	$\sigma_{bc}$	Obs
<b>Zone I</b>	77,1 8521 762	15,96 76168 4	93,15 2834 46	46,576 41723	11,14	13,5 1	<b>2x6HA12</b>	<b>13,56</b>	<b>23</b>	4,38	<b>2x3HA12</b>	<b>6,78</b>	<b>3 3</b>	0,6	<b>CV</b>	0,43	<b>CV</b>	2,6	<b>CV</b>
<b>Zone II</b>	35,9 5672 774	13,35 71031 9	49,31 3830 94	24,656 91547	13,28	12,8 3	<b>2x6HA12</b>	<b>13,56</b>	<b>23</b>	4,45	<b>2x3HA12</b>	<b>6,78</b>	<b>3 3</b>	0,55	<b>CV</b>	0,39	<b>CV</b>	2,32	<b>CV</b>
<b>Zone III</b>	23,1 2611 279	8,569 40517 7	31,69 5517 97	15,847 75898	12,83	12,8 3	<b>2x6HA12</b>	<b>13,56</b>	<b>26</b>	5,02	<b>2x3HA12</b>	<b>6,78</b>	<b>3 3</b>	0,54	<b>CV</b>	0,38	<b>CV</b>	1,61	<b>CV</b>
<b>Zone IV</b>	77,1 8521 762	15,96 76168 4	93,15 2834 46	46,576 41723	11,14	13,5 1	<b>2x6HA12</b>	<b>13,56</b>	<b>23</b>	4,38	<b>2x3HA12</b>	<b>6,78</b>	<b>3 3</b>	0,6	<b>CV</b>	0,43	<b>CV</b>	2,6	<b>CV</b>

**Tableau VI.3.11. Ferrailage des voiles de longueur L = 1.6 m.**

**VIII-8) Ferrailage des linteaux :**

**a) Introduction :**

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leurs extrémités. Ils seront calculés en flexion simple, ferrailés de sorte à reprendre les efforts M, T résultants des charges verticales et de l'action sismique.

La disposition du ferrailage doit être symétrique.

**VIII-9) Méthode de calcul :**

Nous utiliserons la méthode de calcul exposée dans le RPA, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armature aux sections données par les règles du BAEL91.

**VIII-9-1) Contrainte limite de cisaillement dans les linteaux :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{e.d} \leq 0.2 f_{c28}$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4.T_{\text{calcul}}$

e : Épaisseur du linteau ou du voile

b : Hauteur de la section du linteau

❖ **1<sup>er</sup> cas** :  $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$

On devra disposer :

❖ **Aciers longitudinaux** : inférieures et supérieures sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Avec :  $Z = h - 2d'$

h : est la hauteur de la section du linteau ;

d' : est la distance d'enrobage ;

M : moment du à l'effort tranchant  $\bar{T}$

❖ **Aciers transversaux** :

• **1<sup>er</sup> sous cas** : linteaux longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

Nous avons :

$$S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{\bar{T}} \text{ Avec :}$$

S : Espacement des armatures transversales ;

$\bar{T}$  : Effort tranchant dans la section considérée ;

$l$  : Portée du linteau.

➤ **2<sup>ème</sup> sous cas :** linteaux courts ( $\lambda_g \leq 1$ )

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{\bar{T} + A_t f_e}$$

d'où  $T = \min (T_1 ; T_2)$

$$T_2 = 2T_{\text{calculé}} \text{ et } T_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :  $M_{ci}$  ;  $M_{cj}$  : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$ .

Le moment est calculé par la formule :  $M_c = A_L f_e Z$

Avec :  $Z = h - 2d'$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**  $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant le minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$  à disposer obligatoirement.

$$A_d = \frac{T}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

et  $T = T_{\text{calculé}}$  (sans majoration)

**VIII-9-2) Ferrailage minimale :**

➤ **Armatures longitudinales ( $A_t, A'_t$ ) :**

$(A_t, A'_t) \geq 0,0015 bh$  Soit : 0,15% de  $b.h$

➤ **Armatures transversales :**

Pour  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b.s$   
 $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t > 0,0025 b.s$

Avec :  $s \leq \frac{h}{4}$

➤ **Armatures de peau :**

$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$  avec b: épaisseur du Linteau

➤ **Ancrage rectiligne :**

Nous devons avoir :  $L_s = \frac{h}{4} + 50\phi$

**VIII-9-3) Exemple de ferrailage du linteau :**

Les résultats de calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ **Détermination des sollicitations de calcul :**

voiles	linteau	zone	T(KN)	$\bar{T}$ (KN)	$\zeta b$
VL1 et 2	L=1,20 h=1.06	Zone 1	504.83	706.76	3.7
	L=1,20 h=1.06	Zone 2	356.02	498.43	2.61
	L=1.20 h=1.06	Zone 3	117.5	164.5	0.86

**VIII-9-4) Exemple de calcul :**

❖ **Pour la première zone :**

$\zeta b = 3.7 > 0.06 f_{c28} = 1.5$

➤ **Armatures longitudinales**

$(A_L, A'_l) \geq 0.0015 \cdot b \cdot h$

b = 20cm ; h = 106cm.

A = 0.0015 x 20 x 106 = 3.18cm<sup>2</sup>

A adoptée = 4.52cm<sup>2</sup> ; 4HA12

➤ **Armatures transversales :**

$\zeta b = 3.7 > 0.025 f_{c28} = 0.625 \longrightarrow A_T > 0.0025 \cdot b \cdot s$

avec  $s \leq \frac{h}{4} = 26.5 \longrightarrow s = 20\text{cm}$

$A_T = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1\text{cm}^2$ .

A adoptée = 1.004cm<sup>2</sup> Soit 2HA8.

➤ **Armatures de peau :**

$A_C \geq 0.0020.bh$  avec  $b$  : épaisseur du linteau

$$A_C \geq 0.0020.bh = 0.0020 \times 20 \times 106 = 4.24$$

$A$  adoptée =  $4.52 \text{ cm}^2$  ; 4HA12

➤ **Armatures diagonales :**

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{106-(2 \times 3)}{120} = 0.83 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 39.80^\circ$$

$$A_D = \frac{504.83 \times 10}{2 \times 400 \times \sin 39.8} = 9.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{Dmin} \geq 0.0015b.h = 0.0015 \times 20 \times 106 = 3.18 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_D = 2(\text{HA}20 + \text{HA}16) \Rightarrow A_D = 10.32 \text{ cm}^2$

• **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 26.5 + 50 \times 2 = 126.5 \text{ cm}$$

On prend  $L_d = 130 \text{ cm}$

❖ **Pour la 2eme zone :**

$$\zeta b = 2.61 > 0.06 f_{c28} = 1.5$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$(A_L, A'_L) \geq 0.0015.bh$$

$b = 20 \text{ cm}$  ;  $h = 106 \text{ cm}$ .

$$A = 0.0015 \times 20 \times 106 = 3.18 \text{ cm}^2$$

$A$  adoptée =  $4.52 \text{ cm}^2$  ; 4HA12

➤ **Armatures transversales :**

$$\zeta b = 3.7 > 0.025 f_{c28} = 0.625 \quad \longrightarrow \quad A_T > 0.0025 . bs$$

$$\text{avec } s \leq \frac{h}{4} = 26.5 \quad \longrightarrow \quad s = 20 \text{ cm}$$

$$A = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2.$$

$A$  adoptée =  $1.004 \text{ cm}^2$  ; 2HA8

➤ **Armatures de peau :**

$A_C \geq 0.0020.bh$  avec  $b$  : épaisseur du linteau

$$A_C \geq 0.0020.bh = 0.0020 \times 20 \times 106 = 4.24$$

$A_{adoptée} = 4.52 \text{ cm}^2$  ; 4HA12

➤ **Armatures diagonales :**

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{106-(2 \times 3)}{120} = 0.83 \longrightarrow \alpha = 39.80^\circ$$

$$A_D = \frac{356.02 \times 10}{2 \times 400 \times \sin 39.8} = 6.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{Dmin} \geq 0.0015b.h = 0.0015 \times 20 \times 106 = 3.18 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_D = 2(\text{HA16} + \text{HA14}) \Rightarrow A_D = 7.09 \text{ cm}^2$

• **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 26.5 + 50 \times 1.6 = 101.5 \text{ cm}$$

On prend  $L_d = 105 \text{ cm}$

❖ **Pour la 3eme zone :**

$$\zeta b = 0.86 < 0.06 f_{c28} = 1.5$$

➤ **Armatures longitudinales:**

$$A_L \geq \frac{M}{Z.f_e} = \frac{48.924 \times 1000}{100 \times 400} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} = 3.14 \text{ cm}^2$  ; 4HA10

➤ **Armatures transversales :**

$$\zeta b = 0.86 > 0.025 f_{c28} = 0.625$$

Donc  $A_T \geq 0.0025b.s$

$$S = \frac{h}{4} = \frac{106}{4}$$

$$A_T \geq 0.0025.20.20 = 1 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_T = 2\text{HA8} = 1 \text{ cm}^2$

Dans ce cas ( $\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{120}{106} = 1.13 > 1$ ) => linteaux longs

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{T} = 24.32.$$

➤ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h \quad \text{avec } b: \text{ épaisseur du Linteau}$$

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 20 \times 106 = 4.24 \text{ cm}^2.$$

A adoptée = 4.52 cm<sup>2</sup> ; 4HA12

➤ **Armatures diagonales :**

$$A_D = 0$$

• **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 20.25 + 50 \times 1.4 = 90.25 \text{ cm}$$

On prend  $L_d = 91 \text{ cm}$

## Chap IX Ferrailage de la structure

**Tableau 2 : ferrailage des linteaux**

zone	Armatures longitudinales			Armatures transversales			Armatures diagonales			Armatures de peaux	
	Amin	AL(cm <sup>2</sup> )	choix	St(cm)	A min (cm <sup>2</sup> )	choix	Ad(cm <sup>2</sup> )	Admin(cm <sup>2</sup> )	choix	Ac (cm <sup>2</sup> )	choix
Zone1				20	1	2HA8	10.32	3.18	2(HA20+HA16)	4.52	4HA12
Zone2	3.18	4.52	4HA12	20	1	2HA8	7.09	3.18	2(HA16+HA14)	4.52	4HA12
Zone3	1.22	3.14	4HA10	20	1	2HA8	0	0	/	4.52	4HA12

Chap IX Ferrailage de la structure

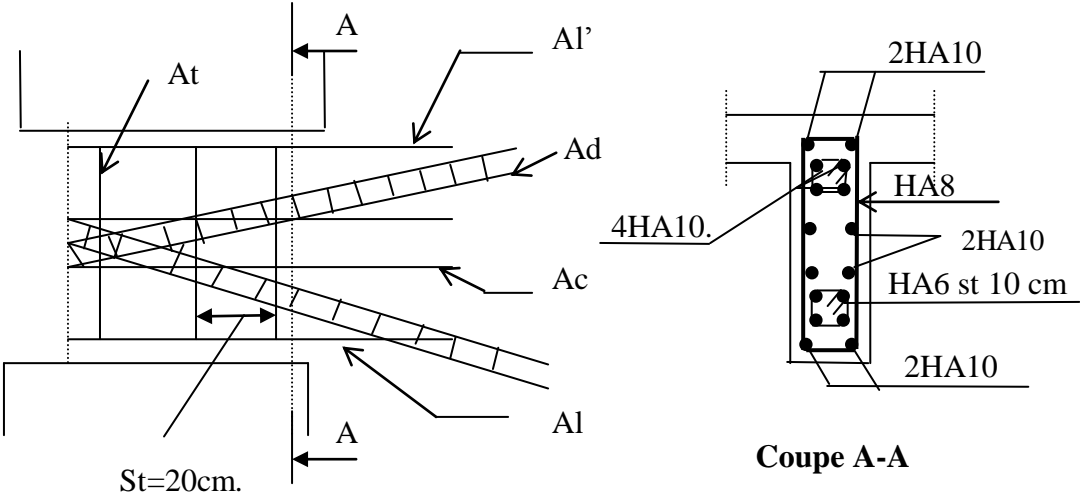


Schéma de ferrailage des linteaux

## INTRODUCTION :

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de 2.45 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) doit être  $\geq 15$  cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20 cm.

Le mur plaque sera réalisé en béton armé, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

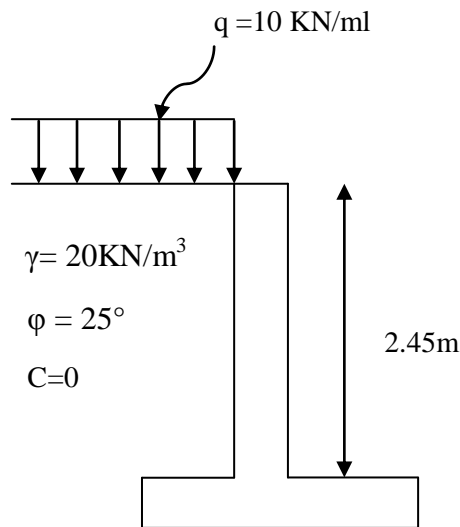


Figure VII.1. Schéma statique du mur plaque.

### VII.1. Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

### VII.2. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique des terres :  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

Contrainte du sol :  $\sigma = 2.5 \text{ bars}$

### VII.3. Calcul des sollicitations :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a(q + \gamma \times h)$$

Nous avons  $C = 0 \rightarrow$  sol pulvérulent

$$\text{Donc : } K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 0,405$$

#### ELU :

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a \times \sigma_v = K_a(1,35\gamma \cdot h + 1,5q) \\ &= 0,405(1,35 \times 20 \times h + 1,5 \times 10) \end{aligned}$$

$$\sigma_h = 10,94h + 6,075$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} \rightarrow 6,075 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2,45 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 32,88 \text{ KN/m}^2$$

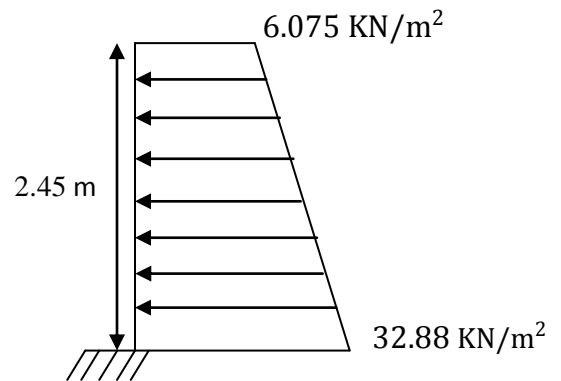


Figure VII.2. Diagramme des contraintes à l'ELU.

#### ELS :

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a \times \sigma_v = K_a(\gamma \cdot h + q) \\ &= 0,405(20 \times h + 10) \end{aligned}$$

$$\sigma_h = 8,1h + 4,05$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} \rightarrow 4,05 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2,45 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 23,90 \text{ KN/m}^2$$

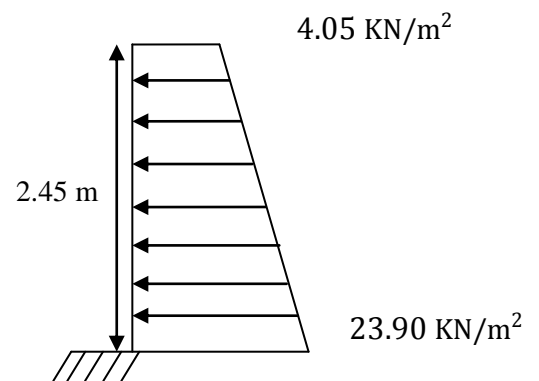


Figure VII.3. Diagramme des contraintes à l'ELS.

### VII.4. Charges moyennes:

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m sont :

#### ELU :

$$P_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 32,88 + 6,075}{4} = 26,18 \text{ KN/ml.}$$

#### ELS :

$$P_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 23,90 + 4,05}{4} = 18,94 \text{ KN/ml.}$$

## VII.5. Ferrailage du mur plaque :

### A. Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyée au plancher du sous-sol.

### B. 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 intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui : 0.5

### Identification des panneaux :

$$L_x = 4,75\text{ m}$$

$$L_y = 2.45\text{ m}$$

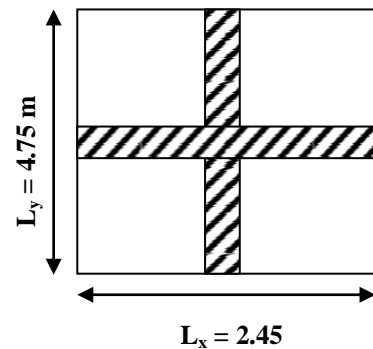


Figure VII.4. Le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.45}{4.75} = 0.52 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

### C. Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0918 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0918 \times 26.18 \times 2.45^2 = 14.43 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,250 \times 14.43 = 3.6 \text{ KN. m}$$

### Correction des moments :

#### Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 14.43 = 7.215 \text{ KN. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 7.215 = 5.42 \text{ KN. m}$$

#### Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 3.6 = 1.80 \text{ KN. m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 1.80 = 1.35 \text{ KN. m}$$

#### D. Calcul à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.45}{4.75} = 0.52 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0918 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0918 \times 18.94 \times 2.45^2 = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.250 \times 10.47 = 2.62 \text{ KN.m}$$

#### Correction des moments :

##### Sens x-x :

**Aux appuis :**  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 10.4 = 5.2 \text{ N.m}$

**En travée :**  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 5.2 = 3.9 \text{ KN.m}$

##### Sens y-y :

**Aux appuis :**  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 2.62 = 1.31 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 1.31 = 0.98 \text{ KN.m}$

#### E. Ferrailage à l'ELU :

##### A. Les armatures longitudinales:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et en travée.

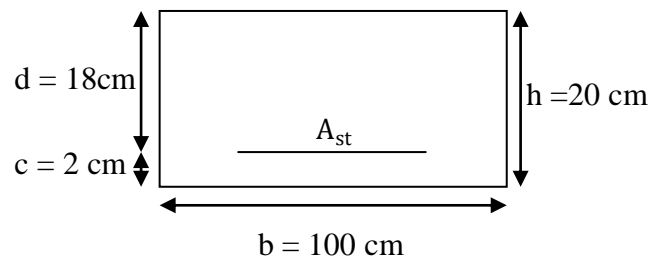


Figure VII.5. Schéma statique de ferrailage.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$A_{st1} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	Section	$\beta$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{adoptée}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Ferrailage	st (cm)
x-x	Appuis	7.215	0.015	SSA	0.993	1.16	2.17	4,52	4HA12	25
	Travée	5.42	0,012	SSA	0.994	0.87	2.17	4,52	4HA12	25
y-y	Appuis	1.80	0.004	SSA	0.998	0,29	2.17	4,52	4HA12	25
	travée	1.35	0.003	SSA	0.9985	0.22	2.17	4,52	4HA12	25

**Tableau VII.1.Ferrailage du mur plaque.**

### B. Les armatures transversales:

➤ **Travée :**  $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$

Soit : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>**

➤ **Appuis :**  $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$

Soit : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>**

### C. 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)  
 $A \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

## VII.6. Vérifications à l'ELU:

### a) Espacement des barres :

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

Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$

**Dans le sens x-x :**  $25 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Dans le sens y-y :**  $25 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

---

**b) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > A_{\text{min}} = 2.17\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.23) :**

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec: } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_{cr} = 16,93 \text{ cm} \Rightarrow l_{cr} = 18 \text{ cm}$$

**VII.7. Vérifications à l'ELS :**

**a) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 33 /BAEL 91) :**

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $\sigma_{st}$  (MPa) donnée par l'expression :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ 0, 5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} \right\}$$

Avec :

$f_e$ : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

$f_{tj}$ : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

$\eta$ : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisse y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils diamètre inférieur 6mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max \left\{ 0,5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67; \max \{ 200; 201,63 \} \} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$

Avec :  $\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		$M_s$ [KN.m]	$A_u$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	OBS
x-x	Appuis	5.2	4,52	0.251	0.900	47.6975	71.02	201,63	1,49	15	CV
	Travées	3.9	4,52	0.251	0.900	47.6975	53.26	201,63	1,17	15	CV
y-y	Appuis	1.31	4,52	0.251	0.900	47.6975	17.90	201,63	0.38	15	CV
	travées	0.98	4,52	0.251	0.900	47.6975	13.39	201,63	0.28	15	CV

**Tableau VII.2.Vérification des contraintes à l'ELS.**

**c) Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

**$h_t$**  : Hauteur total **20 cm**.

**$l_x$**  : portée entre nus d'appuis.

**$M_t$**  : Moment max a l'ELS.

**$M_0$**  : Moment max de la travée isostatique.

**$A_{st}$**  : Section des armatures **4,52 cm<sup>2</sup>**.

**b**: largeur de la section **100 cm**.

**d** : hauteur utile de la section droite **18 cm**.

**Sens x-x :**

$$M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 5.2 = 3.9 \text{ KN.m}$$

---

$$q_s = 18.94 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 18.94 \times \left(\frac{2.45^2}{8}\right) = 14.21 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{conditionverifié}$
- $\frac{h}{l} = 0,3 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{3.9}{10 \times 14.21} = 0,027 \dots \dots \dots \text{conditionverifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{conditionverifié}$

**Sens y-y :**

$$M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 1.31 = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 18.94 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 18.94 \times \left(\frac{2.45^2}{8}\right) = 14.21 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{conditionverifié}$
- $\frac{h}{l} = 0,3 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{0.98}{10 \times 14.21} = 0,0069 \dots \dots \dots \text{conditionverifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{conditionverifié}$

✓ Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

## **VII.8. Conclusion :**

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

### **Armatures longitudinales :**

- **Sens x-x :**  
En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.  
Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.
- **Sens y-y :**  
En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.  
Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

**Armatures transversales : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

VII.9. Schéma de ferrailage du mur plaque :

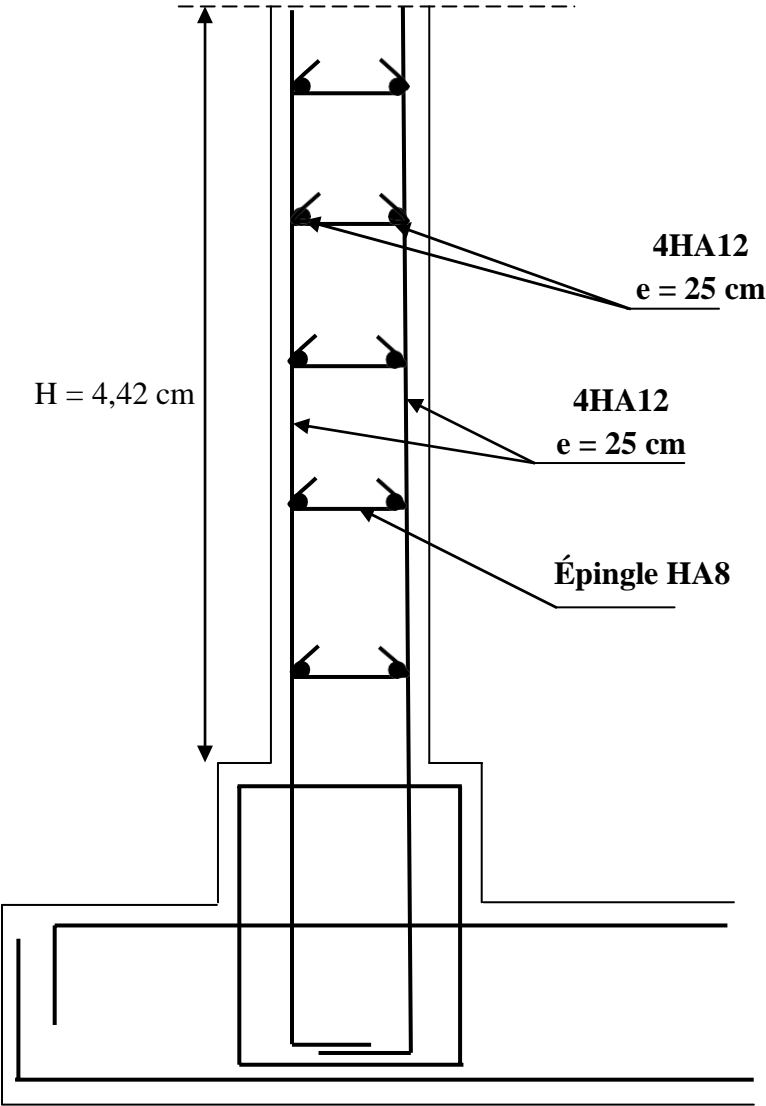


Figure VII.6.Ferrailage du mur plaque.

## **INTRODUCTION :**

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

### **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.

### **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

### **VIII.1. Choix du type de fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Profondeur du bon sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure : L'économie.

Vu qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible  $\sigma_{\text{sol}} = 2,5$  bars.

- **Confirmation du choix**

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celle-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible :

$$\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \leq S$$

$N_s$  : la somme des efforts apportés par les poteaux et voiles à la base à l'ELS.

$S_s$  : surface des semelles.

$$\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \leq S_s \longrightarrow S_s = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35033.81}{250} = 140.13$$

$S_b$  : la surface totale du bâtiment  $S_b = 206.73$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{140.13}{206.73} = 67.78\% > 50\%$$

Donc il serait plus intéressant d'orienter notre choix vers un **Radier général**.

**Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage.
- Une rapidité d'exécution.
- Présentera une grande rigidité.
- Permettra une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Évitera les tassements différentiels important.

### VIII.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.

#### VIII.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

- **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier.

$L_{\max}$ : la plus grande portée.

$$\frac{640}{8} \leq h \leq \frac{640}{5} \rightarrow 80 \leq h \leq 128 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 110$  cm**

**Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K=40$ MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 10818,86$  MPa.

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 6.4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1.45 \text{ m}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique

On opte pour  **$h = 145$  cm**

### 1. La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{640}{20} = 32 \text{ cm Soit } h_d = \mathbf{55 \text{ cm}}$$

### 2. Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{640}{10} = 64 \text{ cm Soit } h_n = \mathbf{145 \text{ cm}}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 58 \leq b_n \leq 101,5$$

On opte pour  $b_n = \mathbf{70 \text{ cm}}$  en raison de la largeur du poteaux .

### 3. Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{640}{50} \leq h_t \leq \frac{640}{40} \rightarrow 12,8 \text{ cm} \leq h_t \leq 16\text{cm} \text{ Soit } h_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$h = 145 \text{ cm}$ ..... Hauteur totale du radier.

$h_n = 145 \text{ cm}$ .....Hauteur de la nervure.

$b_n = 70 \text{ cm}$ .....Largeur de la nervure.

$h_d = 55 \text{ cm}$ .....Hauteur de la dalle.

### VIII.3.2. Détermination des sollicitations :

La charge permanente :  $G = 30377,97 \text{ KN}$ .

La surcharge d'exploitation :  $Q = 4655,82 \text{ KN}$ .

### Combinaison d'actions :

**ELU** :  $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 47993,99 \text{ KN}$ .

**ELS** :  $N_s = G + Q = 35033,81 \text{ KN}$ .

### VIII.3.3. Détermination de la surface du radier :

$$\text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{47993,99}{1,33 \times 250} = 144,34 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35033,81}{250} = 140,14 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier :

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{radier}} = 144,34 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où} : S_{\text{batiment}} = 206,73 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 144,34 \text{ m}^2$$

#### Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{145}{2}; 30 \text{ cm}\right).$$

On prend:  $L_{\text{déb}} = 80 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{déb}} = 47,5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 206,73 + 47,5 = 254,24 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{radier}} = 254,24 \text{ m}^2$ .

### VIII.3.4. Détermination des efforts à la base du radier :

#### 1. Poids du radier :

$G_{\text{rad}} =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

#### Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 254,24 \times 0,55 \times 25 = 3495,8 \text{ KN}$$

#### Poids de la nervure :

$$P_{\text{nervure}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \times L_n = 0,70 \times (1,45 - 0,55) \times 126,20 \times 25$$

$$P_{\text{nervure}} = 1987,65 \text{ KN}$$

#### Poids de T.V.O :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) (h_n - h_d) \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (254,24 - 88,34) \times (0,9 - 0,55) \times 17 = 987,11 \text{ KN}$$

Sachant que :  $S_{\text{ner}} = b_n \cdot L_n = 0,7 \times 126,20 = 88,34 \text{ m}^2$

**Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{pdf}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 254,24 \times 0,15 \times 25 = 953,4 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 3495,8 + 1987,65 + 987,11 + 953,4 = 7423,96 \text{ KN}$$

Donc : Le poids totale du radier  $G_{\text{rad}} = 7423,96 \text{ KN}$

**2. Poids total de l'ouvrage :**

Poids du bâtiment :  $G_{\text{bat}} = 31309,08 \text{ KN}$ .

Poids totale du radier :  $G_{\text{rad}} = 7423,96 \text{ KN}$

$$G_{\text{tot}} = G (\text{superstructure}) + G (\text{infrastructure}) = 38733,04 \text{ KN}$$

- Charges d'exploitation totale Q tot :

$$Q_{\text{bat}} = 4655,82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q (\text{Superstructure}) + Q (\text{infrastructure}) = 4655,82 + (3,5 \times 254,24) = 5545,66 \text{ KN}$$

**3. Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 38733,04 + 1,5 \times 5545,66 = 60608,09 \text{ KN}.$$

- A l'état ultime de service :

$$N_s = G + Q = 38733,04 + 5545,66 = 44278,7 \text{ KN}.$$

**VIII.3.4. Vérification :**

**1) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1):**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,25 \text{ MPa}.$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 0,55 = 0,495 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{60608,09 \times 1}{254,24} \times \frac{6,4}{2} = 762,85 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{762,85 \times 10^3}{1000 \times 495} = 1,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## 2) Vérification de la stabilité du radier :

### a) Calcul du centre de gravité du radier :

$X_G = 9.01\text{m}$  ;  $Y_G = 6.32\text{m}$ . (Tiré sur le logiciel socotec)

### b) Moment d'inertie du radier :

$I_{xx} = 2828,3\text{ m}^4$  ;  $I_{yy} = 3499.2\text{ m}^4$ . (Tiré sur logiciel socotec)

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :  $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{xi}$ ,  $I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

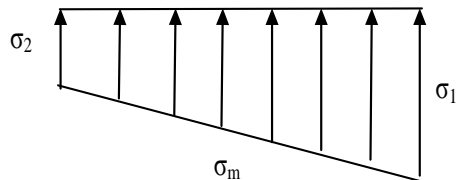
$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$



Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I}$ . **Figure VIII.2. Diagramme des contraintes.**

### Effort normal :

$N_u = 47993.99\text{ KN}$ ,  $N_s = 35033.81\text{ KN}$

Calcul des moments :  $M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$

$M_x = 56350.077 + (2594.07 \times 1.45) = 60111.48\text{ KN.m}$

$M_y = 70417.984 + (3164.69 \times 1.45) = 75006.78\text{ KN.m}$

### Sens longitudinal :

#### ▪ A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{47993.99}{254.24} + \frac{60111.48}{2828.3} \times 9.01 = 380.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V' = \frac{47993.99}{254.24} - \frac{60111.48}{2828.3} \times 7.99 = 18.96 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 380.27 + 18.96}{4} = 289.94 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

#### ▪ A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{35033.81}{254.24} + \frac{60111.48}{2828.3} \times 9.01 = 329.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V' = \frac{35033.81}{254.24} - \frac{60111.48}{2828.3} \times 7.99 = -32.02 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 329.29 - 32.02}{4} = 238.96 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{CV}$$

### Sens transversal :

#### ▪ A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{47993.99}{254.24} + \frac{75006.78}{3499.2} \times 6.32 = 324.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{47993.99}{254.24} - \frac{75006.78}{3499.2} \times 9.04 = -5 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 324.24 - 5}{4} = 241.93 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

#### ▪ A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{355033.81}{254.24} + \frac{75006.78}{3499.2} \times 6.32 = 273.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{355033.81}{254.24} - \frac{75006.78}{25911,46} \times 9.04 = -55.98 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 273.27 - 55.98}{4} = 190.96 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{CV}$$

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU				ELS				Obs
	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_m$ (MPa)	$1,33\sigma_{sol}$	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_m$ (MPa)	$\sigma_{sol}$	
<b>X-X</b>	380.27	18.96	289.94	332.5	329.29	-32.02	238.96	250	OK
<b>Y-Y</b>	324.24	-5	241.93	332.5	273.27	-55.98	190.96	250	OK

### 3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{rad}$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier,  $P = 7423.96 \text{ KN}$ .

$F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement,  $F_s = 1,5$ .

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/ m}$ ).

Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,45 \text{ m}$ ).

S : surface du radier, ( $S = 254.24 \text{ m}^2$ ).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1.45 \times 254.24 = 5529.72 \text{ KN}.$$

Donc :  $P = 7423.96 \text{ KN} > 5529.72 \text{ KN} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

✓ Pas de risque de soulèvement.

### VIII.3.5. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

#### 1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1<sup>er</sup> Cas: Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2<sup>ème</sup> Cas : Si  $\alpha \leq 0,4 \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 .$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} ; L_x < L_y$$

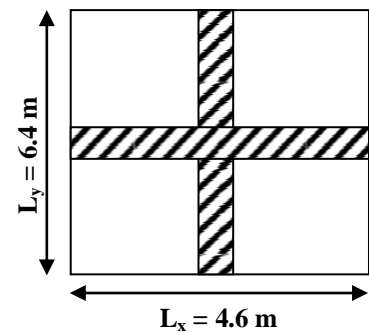
**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

**2) Identification du panneau le plus sollicité:**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.6}{6.4} = 0,72 .$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.



**Figure VIII.1. Le panneau le plus sollicité.**

Pour le calcul du ferrailage, 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

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 241.93 - \frac{7423.96}{254.24} = 212.73 \text{ KN/m}^2 .$$

- A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 190.96 - \frac{7423.96}{254.24} = 161.76 \text{ KN/m}^2 .$$

**A. Calcul à l'ELU : (v = 0)**

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0670 \\ \mu_y = 0,4645 \end{cases}$$

### Evaluation des moments $M_x, M_y$ :

On obtient  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0670 \times 212,73 \times 4,6^2 = 301,60 \text{ KN.m}$ .

$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,4645 \times 301,60 = 140,09 \text{ KN.m}$ .

### Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients suivants :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$  .
- Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$  .

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$  .
- Moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$  .
- Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$  .

#### • Moments en travées :

$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 301,60 = 226,2 \text{ KN.m}$ .

$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 140,09 = 105,06 \text{ KN.m}$ .

#### • Moments sur appuis :

$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 301,60 = -150,8 \text{ KN.m}$ .

$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 140,09 = -70,05 \text{ KN.m}$ .

### A. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml :

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 55 \text{ cm}$  ;  $d = 50 \text{ cm}$ .

### Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x:

#### En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{231,26 \cdot 10^3}{100 \cdot 50^2 \cdot 14,2} = 0,066 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,066 \rightarrow \beta_u = 0,966$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{231,26 \cdot 10^3}{0,966 \cdot 50 \cdot 348} = 13,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $9\text{HA}14 = 13,84 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 11 cm.

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{154,18 \cdot 10^3}{100 \cdot 50^2 \cdot 14,2} = 0,044 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta_u = 0,978$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{154,18 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 50 \cdot 348} = 9,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 9HA12 = 10.17 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 11 cm.

**Ferrailage longitudinal suivant le sens y-y:**

**En travée:**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{107,42 \cdot 10^3}{100 \cdot 50^2 \cdot 14,2} = 0,030 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{107,42 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 50 \cdot 348} = 6,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{71,62 \cdot 10^3}{100 \cdot 50^2 \cdot 14,2} = 0,020 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71,62 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 50 \cdot 348} = 4.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumées dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	Travée	231.26	0.066	0.966	SSA	13.76	<b>9HA14 = 13.84</b>	11
	Appuis	154.18	0.044	0.978	SSA	9.06	<b>9HA12 = 10,77</b>	11
y-y	Travée	107.42	0.030	0.985	SSA	6.27	<b>6HA12 = 6.78</b>	15
	Appuis	71.62	0.020	0.990	SSA	4.16	<b>6HA12 = 6,78</b>	15

### B. Vérification à l'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 55 \cdot \frac{3 - 0,72}{2} = 5.016 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Aux appuis: } \begin{cases} A_{ua}^x = 10.17 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.016 \text{ cm}^2 \\ A_{ua}^y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.016 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En travée: } \begin{cases} A_{ut}^x = 13.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.016 \text{ cm}^2 \\ A_{ut}^y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.016 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 11 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### C. Calcul à l'ELS :(v = 0,2)

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,608 \end{cases}$$

$$q_s = 166.54 \text{ KN/m}^2.$$

### Evaluation des moments $M_x, M_y$ :

On obtient  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0719 \times 166.54 \times 4.6^2 = 253.37 \text{ KN.m}$ .

$$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,608 \times 253.37 = 154.05 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 253.37 = 190.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 154.05 = 115.54 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 253.37 = -126.69 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 154.05 = -77.025 \text{ KN.m}$$

### D. Vérification à l'ELS :

#### Vérification des contraintes dans le béton:

##### - Sens longitudinal :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}; \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

##### -En travées :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 13.84}{100 \cdot 50} = 0,276 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,917 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{45.24} = 0,022 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{190.28 \cdot 10^3}{0,917 \cdot 50 \cdot 13,84} = 299.86 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 299.86 = 6,62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### -Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 10,77}{100 \cdot 50} = 0,216 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{51.67} = 0,018 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{126,69 \cdot 10^3}{0,925 \cdot 50 \cdot 10,77} = 254.34 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,018 \times 254.34 = 4.58 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Sens transversal :**

**-En travées :**

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100.9,23}{100.50} = 0,185 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,930 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{56.43} = 0,017 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{115,54.10^3}{0,930.50.9,23} = 269.20 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}.....\text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,017 \times 269.20 = 4.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}..... \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Le ferrailage a été modifié pour satisfaire la condition .

**-Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100.6,78}{100.50} = 0,136 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,939 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{66.97} = 0,015 \end{cases}$$

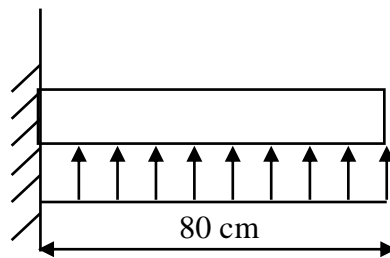
$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{77.025 .10^3}{0,939.50.6,78} = 241.97\text{KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}.....\text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,015.241,97 = 3.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.....\text{Condition vérifiée.}$$

✓ Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

#### VIII.4. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur



**Figure VIII.2.Schéma statique du débord.**

### 1) Sollicitation de calcul :

À l'ELU :  $q_u = 217.50 \text{ KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-217.50 \cdot 0,8^2}{2} = -69.6 \text{ KN.}$$

À l'ELS :  $q_s = 166.54 \text{ KN/ml}$ .

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-166,54 \cdot 0,8^2}{2} = -53.29 \text{ KN.}$$

### 2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 52 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{69,6 \cdot 10^3}{100 \cdot 52^2 \cdot 14,2} = 0,018.$$

Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_s' = 0$ )

$$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69,6 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 52 \cdot 348} = 3.88 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.

### 3) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 52 \cdot \frac{2,1}{400} = 6.28 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.28 \text{ cm}^2$ .....Condition vérifiée.

### 4) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1.7 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm}.$$

### 5) Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6,78}{100 \cdot 52} = 0,130 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,1785 \\ \beta_1 = 0,9405 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{53,29 \cdot 10^3}{0,9405 \cdot 52 \cdot 6,78} = 160,71 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 160.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} . \text{ .....Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$K_1 = \frac{1}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = 0,014$$

$$\sigma_b = K_1 \cdot \sigma_s = 2,33 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**VIII.5. Etude de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

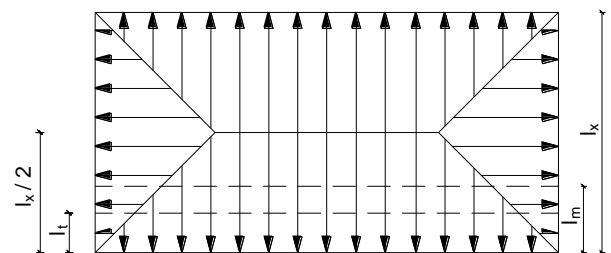
**a. Chargement revenant à la nervure :**

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

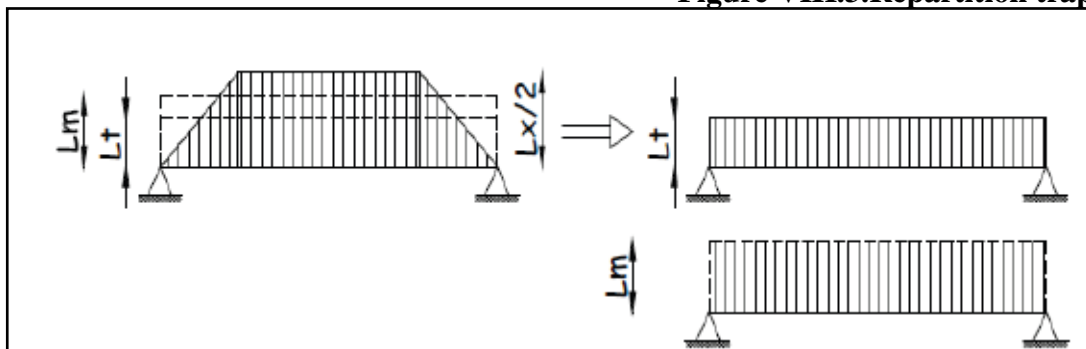
**Cas de chargement trapézoïdal :**

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$



**Figure VIII.3. Répartition trapézoïdale.**



**Figure VIII.4. Présentation du chargement simplifié**

**Cas de chargement triangulaire :**

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25x l_x$

**b. Charges à considérer :**

**Moment fléchissant :**

$$Q_{um} = q_u \times l_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times l_m$$

**Efforts tranchant :**

$$Q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$Q_{st} = q_s \times l_t$$

**c. Détermination des charges :**

• **ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 289.94 - \frac{7423.96}{254.24} - \frac{1987.65}{88.34} \right) = 256.77 \text{ KN/m}^2$$

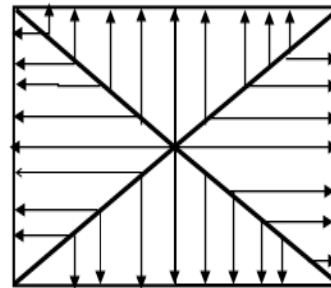
• **ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 238.96 - \frac{6209.29}{254.24} - \frac{772.98}{88.34} \right) = 205.79 \text{ KN/m}^2$$

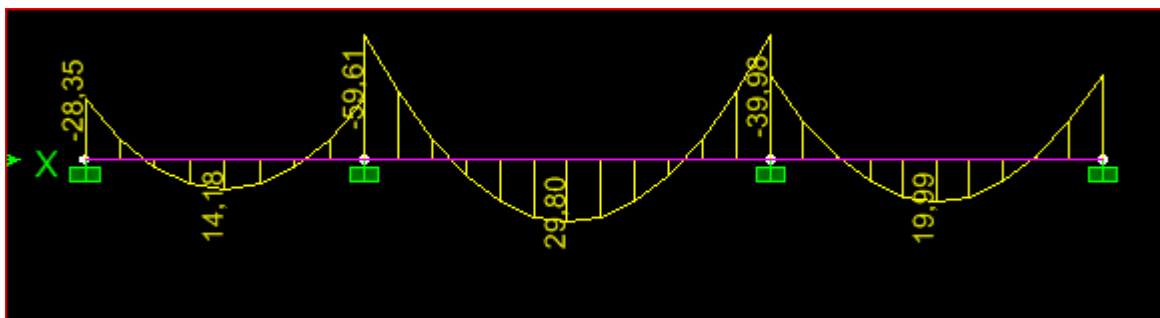
**d. Détermination des sollicitations :**

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :



**Figure VIII.5. Répartition triangulaire.**



**Figure VIII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**

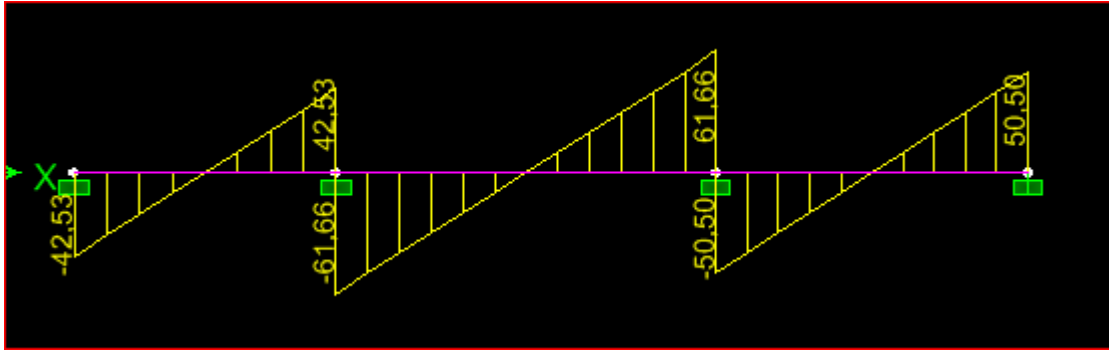


Figure VIII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

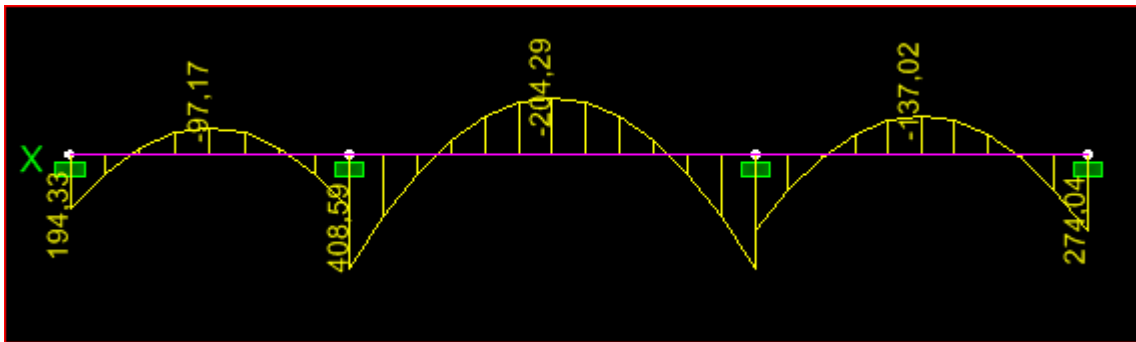


Figure VIII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

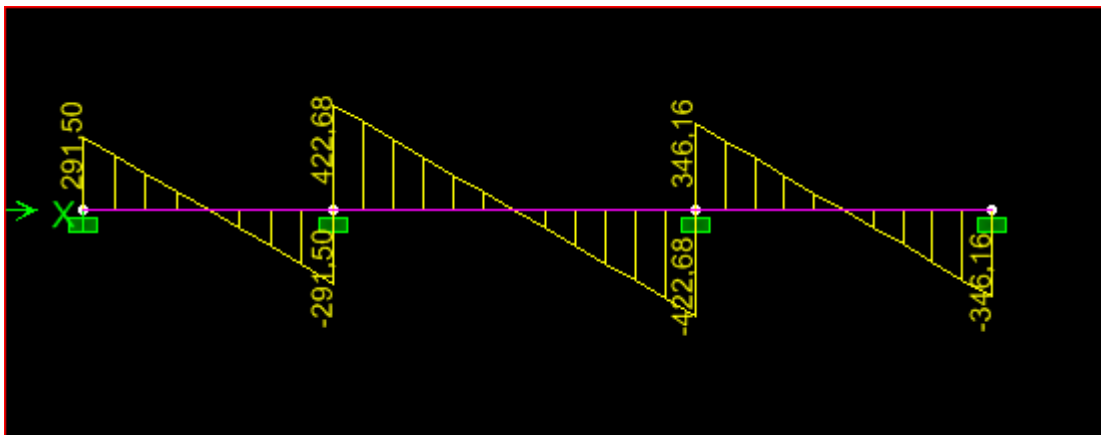


Figure VIII.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

### Ferraillage :

Les efforts internes dans les nervures:

	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	704.48	496.30
$M_{tmax}$ (KN.m)	345.99	243.74
$T_{max}$ (KN)	661.25	465.84

Le ferrailage se fera en flexion simple:  
Avec : b = 70 cm ; h = 145 cm ; d = 140 cm.

**En travée:**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{345,99 \cdot 10^3}{70 \cdot 140^2 \cdot 14,2} = 0,018 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,017 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{345,99 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 140 \cdot 348} = 7,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA16+4HA12 (chap) = 12.56cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 12 cm.

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{704,48 \cdot 10^3}{70 \cdot 140^2 \cdot 14,2} = 0,036 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta_u = 0,982$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{704,48 \cdot 10^3}{0,982 \cdot 140 \cdot 348} = 14,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA20+2HA16 = 16.57 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 12 cm.

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumées dans le tableau suivant :

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	Secti on	A (c m <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Trav ée	345.99	0.017	0.99 1	SSA	7.1 7	<b>4HA16(fil)+ 4HA12 (chap)=12.5 6</b>	20
Appu is	704.483	0.036	0.98 2	SSA	14. 72	<b>4HA16(fi)+ 4HA16 (chap)=16.0 7</b>	20

**Tableau VIII.1.Le ferrailage adopté pour la nervure.**

**Armatures transversales (Art A.8.1.3/ BAEL 91modifiée 99):**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

**Espacement des armatures :**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{22.5; 24\} = 10 \text{ cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{145}{2} = 72.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

**Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 70 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (5cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 145 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.45 = 7.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **8HA12 = 9.04 cm<sup>2</sup>**

**e. Vérification à l'ELU :**

- ✓ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 70 \times 145 \times \frac{2,1}{400} = 12.25 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 16.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 12.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$A_t = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 12.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

**Sens longitudinal :**  $T_u^{\max} = 661.25$

$$\tau_u = \frac{661.25 \cdot 10^3}{700 \times 1400} = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**f. Vérification à l'ELS :**

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Dans les aciers :**  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Appuis	16.57	496.30	0.163	0.934	60.76	229.06	348	3.77	15	Cv
Travée	12.56	243.742	0.123	0.942	71.21	147.15	348	2.06	15	Cv

**Tableau VIII.2.Vérification des contraintes à l'ELS.**

## **CONCLUSION**

L'étude de ce projet nous a permis d'assimiler nos connaissances déjà acquises durant notre cursus, mais aussi nous a poussé à faire des recherches afin de trouver les meilleures solutions à chacun des problèmes qu'on a confrontés.

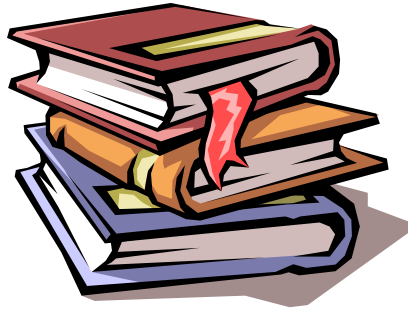
Grâce à ce travail, nous avons eu la chance de recevoir des conseils avisés des personnes expérimentées dans notre domaine, ce qui nous a énormément aidés. On a eu l'opportunité de mieux étudié les différents règlements tels que le RPA99/versions 2003 et le BAEL91 modifiés 99.

Avec ce projet nous avons amélioré notre maîtrise des différents logiciels de calcul, ainsi que des logiciels de ferrailage qui nous ont soutenus pour confirmer nos résultats calculés manuellement.


Nous avons compris qu'en tant qu'ingénieur, il est de notre responsabilité d'élargir notre vision, et de ne pas seulement nous focalisé sur la théorie mais de prendre en considération aussi le côté pratique et économique.

Enfin nous souhaitons avoir apporté notre pierre à l'édifice et que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.


# BIBLIOGRAPHIE




 *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*

 *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.*

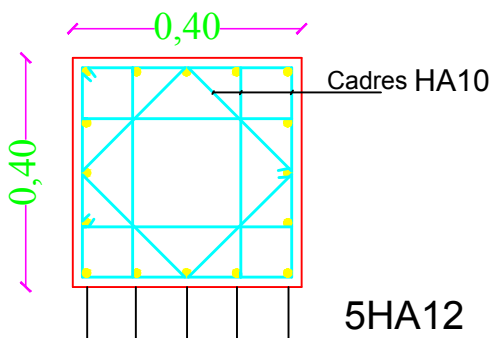
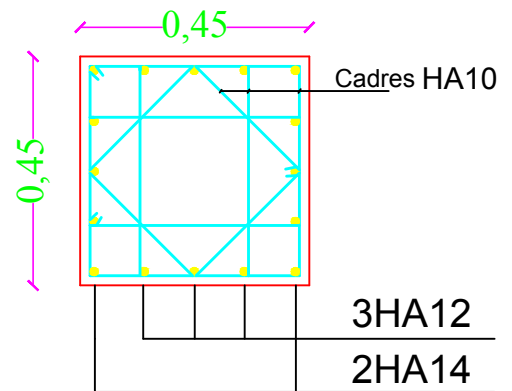
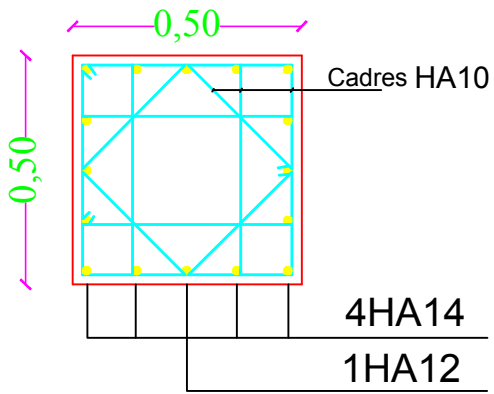
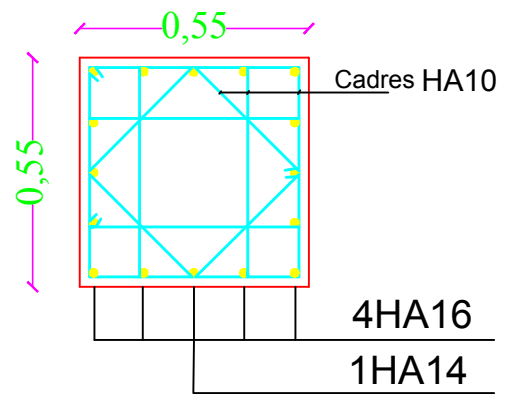
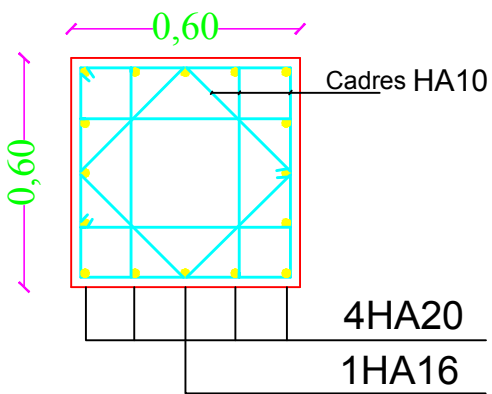
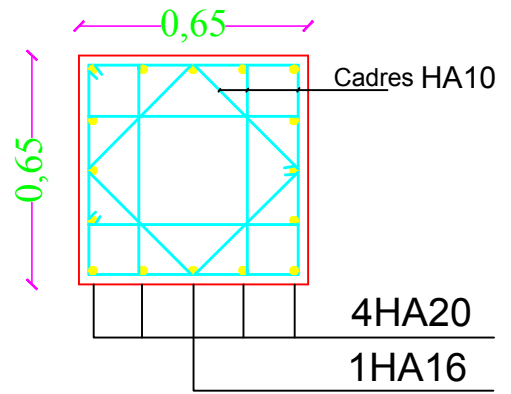
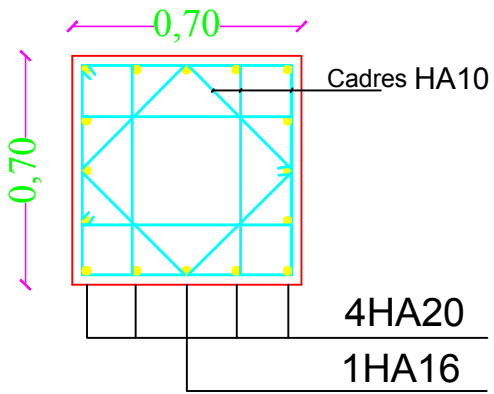
 *Document Technique Réglementaire (DTR).*

 *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).*

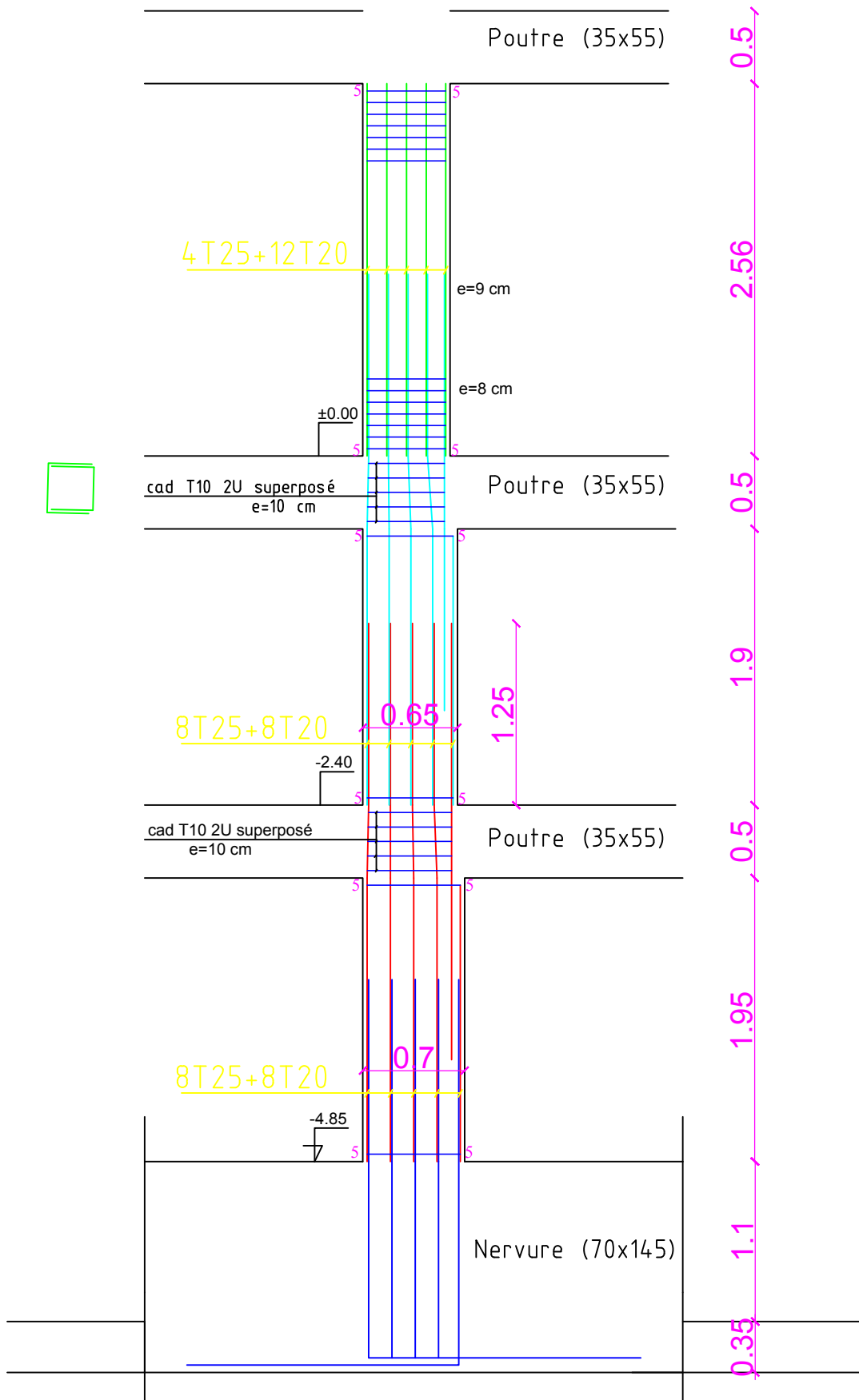
 *Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).*

 *Cours et formations des logiciels de calculs, dessin et ferrailage (DROUCHE MUSTAPHA).*

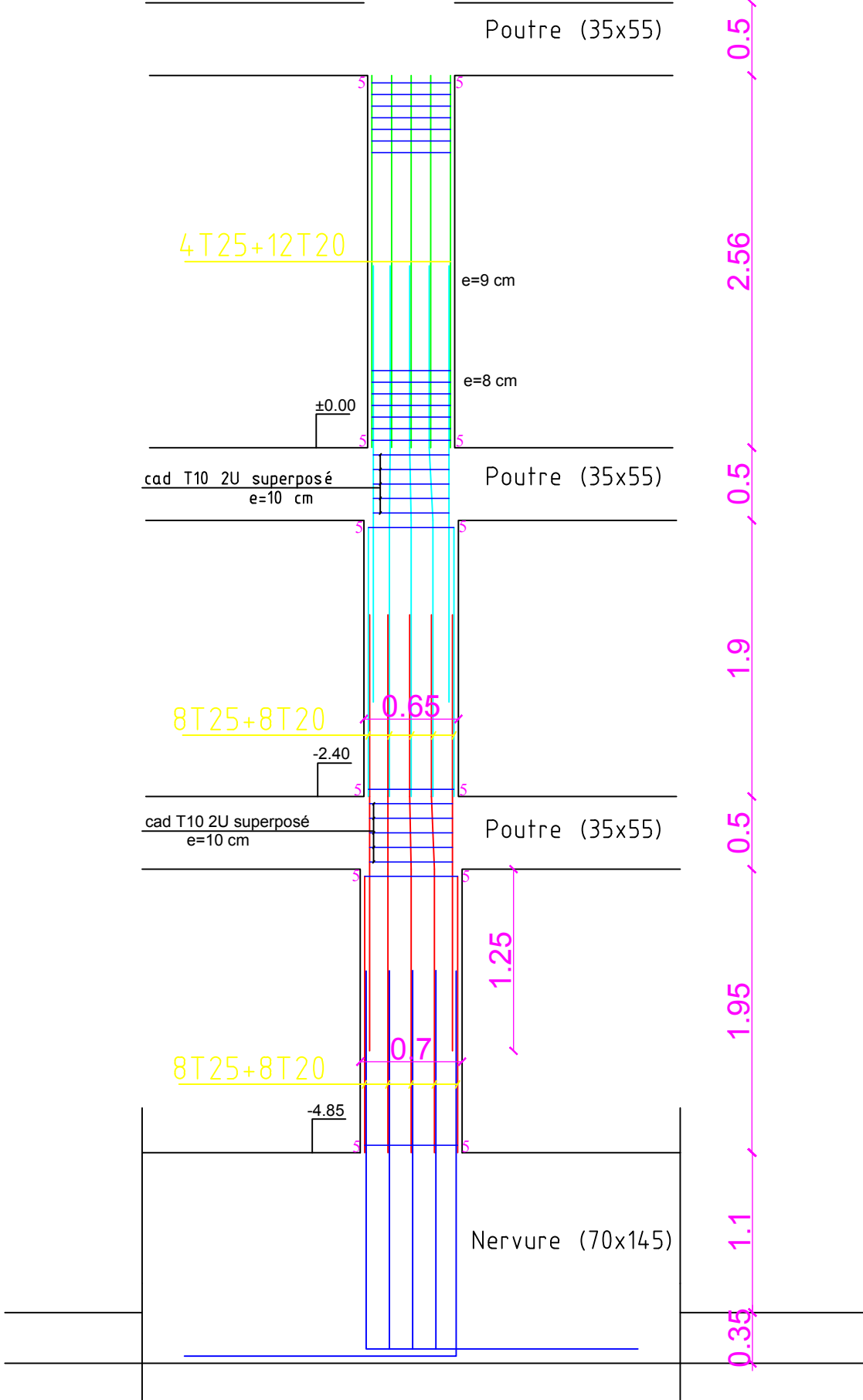
 *Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).*



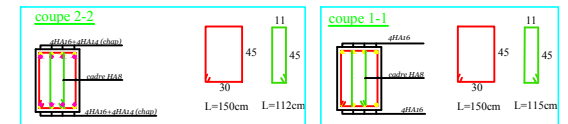
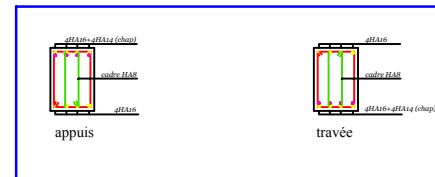
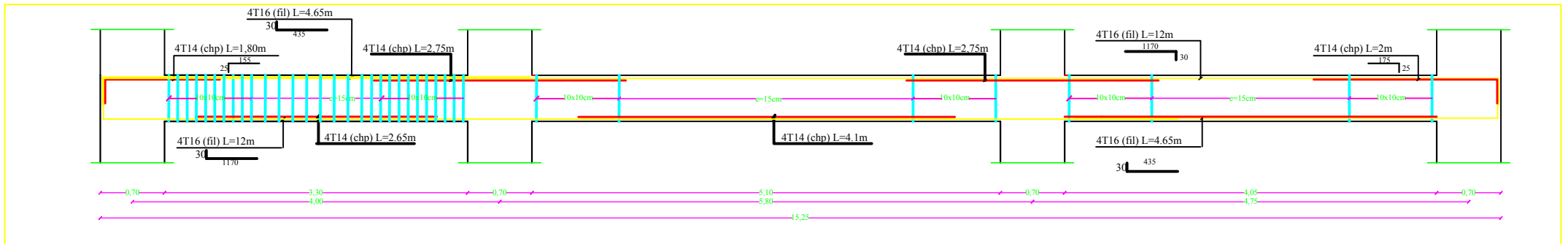
# Poteaux de rive



# Poteaux Intermédiaire

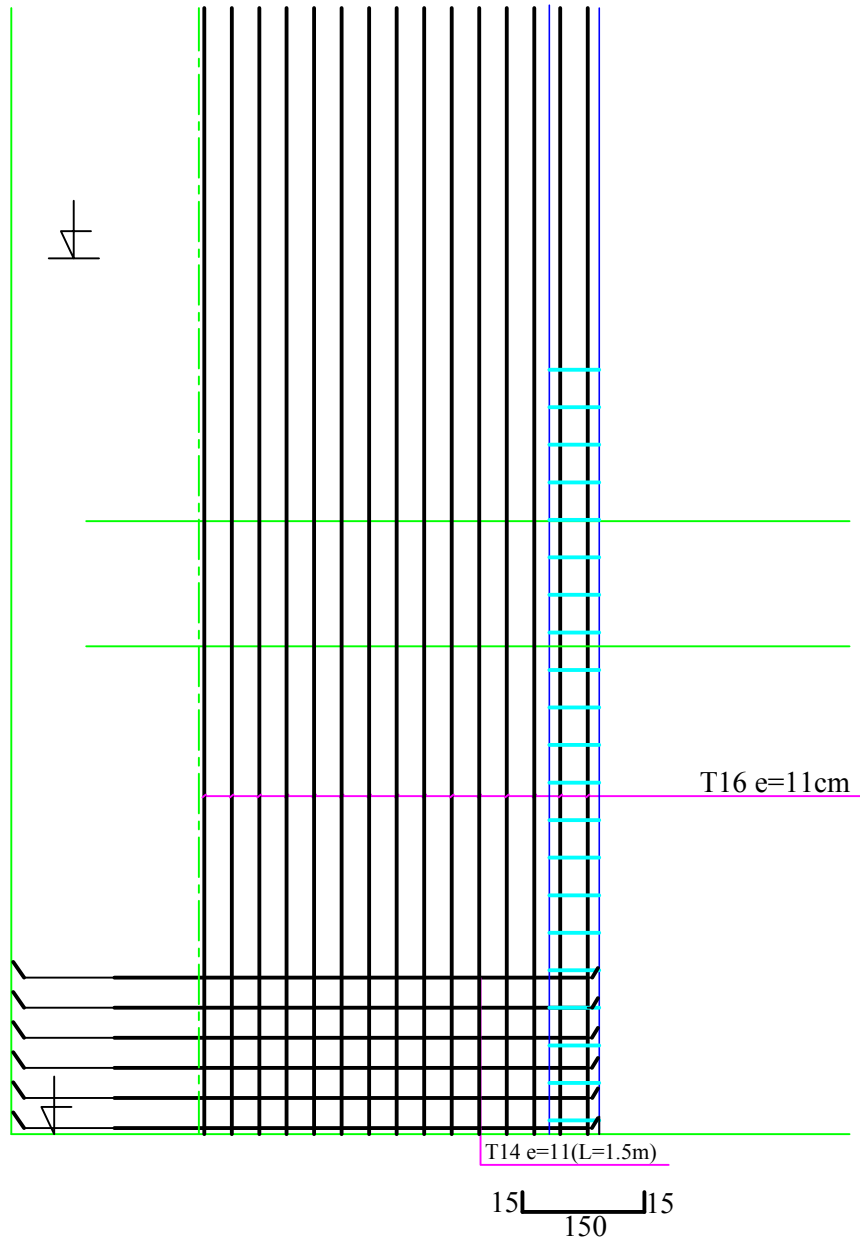
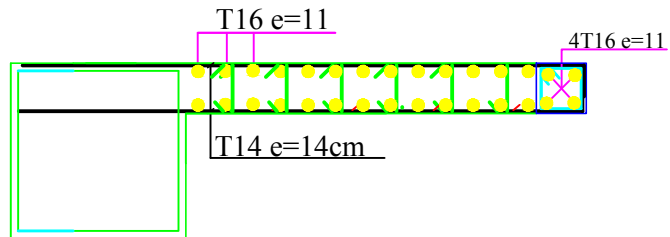
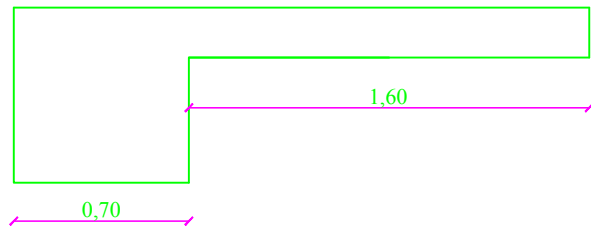


## Coffrage et ferrailage des poutres 50x35 :

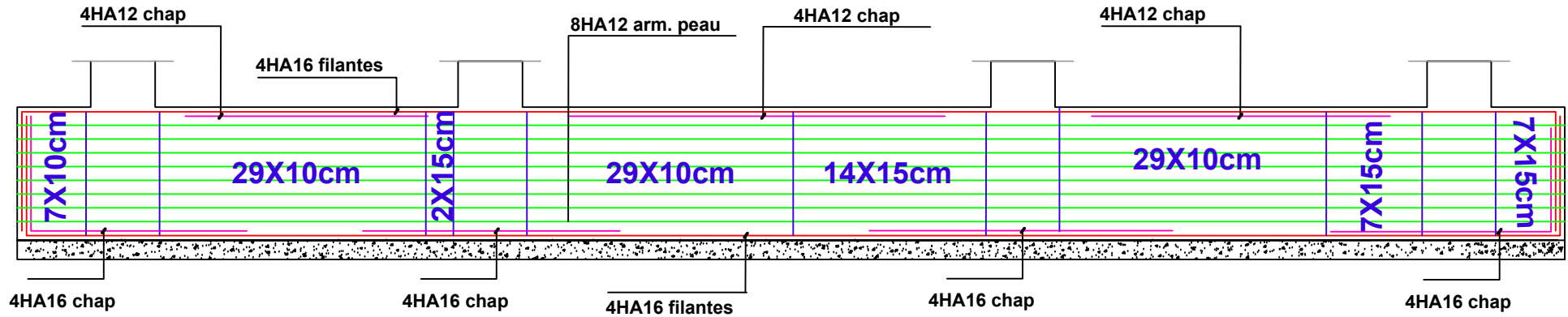


# Ferrailage des Voile e=20cm

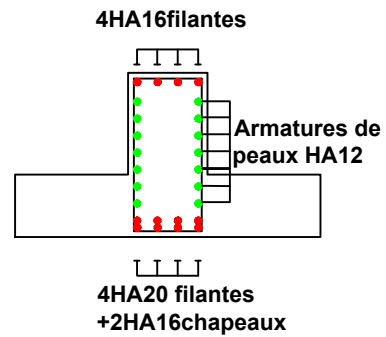
Niv -4.85m +9.18m



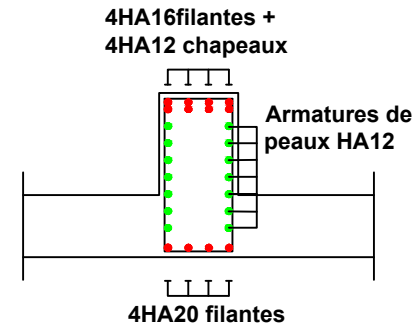
## Ferrailage de la Nervure



### aux appuis



### aux travées



# Ferrailage de la dalle du radier

