

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER PROFESSIONNEL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET  
INDUSTRIELLE.

## Thème

**Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation contreventé  
par voiles avec l'application de l'ETABS**



**Etudié par :**

M<sup>me</sup> : ADKHIS Fatiha  
M<sup>me</sup> : CHERIGUI Lynda

**Dirigé par:**

M<sup>me</sup> : YAHIAOUI

Promotion:2014/2015

## *Dédicace.*

*Je dédie ce modeste travail à:*

*A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

- ❁ Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*
- ❁ Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé*
- ❁ A mon cher mari hakim et mon cœur fils oussama*
- ❁ A mes chères sœurs zohra hamida lila fazia et karima .*
- ❁ A mes frères: **arezki ahmed et smail.***

- ❁ Les petit de ma famille: kenza, **ayoub sarah et rayan .....** "*
- ❁ A mon binôme **lynda***

- ❁ A ma copine intime meriama .*
- ❁ A toute les familles : **adkhis et haouchine.***
- ❁ A tous ma promotion de Génie Civil **2014/2015.***

- ❁ A Tous ceux qui me connaissent*

**fatiha**



## *Dédicace.*

*Je dédie ce modeste travail à:*

*A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

- ❁ Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*
- ❁ Mes amis (e) qui m'a toujours encouragé et guidé (hassen et chaban )*
- ❁ A mon cher mari adel et sa familles*
- ❁ A mes chères sœurs djamila et cherifa .*
- ❁ A mes frères surtout **mourad***
  
- ❁ A mon binôme **fatiha***
  
- ❁ A mes copine intime chanaz et mariem et dihia et amel .*
- ❁ A toute les familles : **cherigui et koussa***
- ❁ A tous ma promotion de Génie Civil 2014/2015.*
  
- ❁ A Tous ceux qui me connaissent*

**Lyndddd**

# Sommaire

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments .....</b>	<b>12</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments.....</b>	<b>25</b>
<b>III.1 : Calcul des planchers .....</b>	<b>26</b>
<b>III.2 : Calcul d l'acrotère .... ..</b>	<b>42</b>
<b>III.3 :Calcul des balcons .....</b>	<b>49</b>
<b>III.4 : Calcul de la salle machine .....</b>	<b>56</b>
<b>III.5 : Calcul des escaliers.....</b>	<b>69</b>
<b>III.6 :calcul de la poutre palière .....</b>	<b>83</b>
<b>Chapitre IV : étude de contreventement.....</b>	<b>92</b>
<b>Chapitre V : Modélisation de la structure .....</b>	<b>109</b>
<b>Chapitre VI: étude sismique .....</b>	<b>123</b>
<b>Chapitre VII : Ferrailages</b>	
<b>Chapitre VII : Ferrailage des poteaux .....</b>	<b>141</b>
<b>Chapitre VII : Ferrailage des poutres .....</b>	<b>165</b>
<b>Chapitre VII : Ferrailage des voiles .....</b>	<b>180</b>
<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>215</b>
<b>Conclusion</b>	
<b>Bibliographie</b>	

# INTRODUCTION

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...).

A défaut de prédire le séisme, la protection des vies et des biens nécessite de concevoir et de construire parasismique.

Les règlements de construction en zone sismique donnent les paramètres sismiques, les règles de calcul et les dispositions constructives à adopter pour un comportement sécuritaire à l'agression du tremblement de terre.

L'obtention d'une structure parasismique nécessite un contreventement efficace. Celui-ci est obtenu par une disposition judicieuse et adéquate des éléments de contreventement devant résister à la sollicitation sismique.

La construction parasismique doit être une volonté de chacun avant d'être une obligation réglementaire.

Notre projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation contreventé par voiles .

Pour cela, nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91 modifié 99) afin d'assurer , au mieux , la stabilité de la structure et ainsi, la sécurité des usagers.

**Introduction :**

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements parasismiques Algériens (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL91 modifié 99.

**I.1 Description de l'ouvrage :**

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+10). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles),

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

**I.2. La zone d'implantation :**

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'étude « BEAT » dans un cadre pédagogique.

Il sera implanté dans la ville de Bejaia qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

**I.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage**

- Hauteur totale du bâtiment ..... 34,26 m.
- Longueur totale du bâtiment ..... 17,40 m.
- Largeur totale du bâtiment ..... 15,20 m.
- Hauteur de niveau..... 3,06 m.

**I.4. Les éléments de l'ouvrage :****- La superstructure :**

C'est la partie de la construction située au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

**a) ossature :**

Le bâtiment à une ossature mixte composée de :

- Portiques (poteaux -poutres) transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à Reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de Contreventement vis -à- vis des charges horizontales.
- L'ensemble (voiles, portiques) constitue un contreventement rigide qui assure la

Stabilité de l'ouvrage.

**b) Les planchers :****b-1) plancher en corps creux :**

Les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées

Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluvial.

**b-2) Dalle pleine en béton armé :**

Les dalles pleines sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

**c) Les escaliers :**

Le bâtiment est composés d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages, Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place en béton armé.

**d) Acrotère :**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm.

**e) Maçonneries :**

- Les murs extérieurs : Seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparations intérieurs : seront réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**f) Revêtements :**

Ils seront en :

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures et la cage d'escalier.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau sur une hauteur de 1,50 m

**g) Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place, allant du sous sol au 9eme étage.

**H) Coffrage :**

On opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

**L'infrastructure :**

C'est la partie de la construction située au dessous du sol, elle contient :

- **Fondations :**

C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol. Le choix du type de fondation dépend de types du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**I.5. La réglementation utilisée**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- **BAEL 91** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 modifié 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22** (Charges et surcharges d'exploitation).
- **CBA 93**

**I.6. Les caractéristiques des matériaux**

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

- **1.6.1) Béton :**

Le béton est un mélange ciment, sable, granulat, et eau, dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland composé (CPJ). La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa

a) **Résistance caractéristique à la compression**

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

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

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

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

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

b) **Résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour, notée  $f_{tj}$ , est donnée.

Conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \longrightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,12)}.$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{cj28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>)

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

c) **Contraintes limites de service à la compression :**

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$  en Mpa (Art 4.5.2 BAEL 91)

**c.1) Contraintes limite de résistance à la compression « f<sub>bu</sub> » :**

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous (ArtA4.3. 41BAEL91) :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en Mpa}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

$\theta$  : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

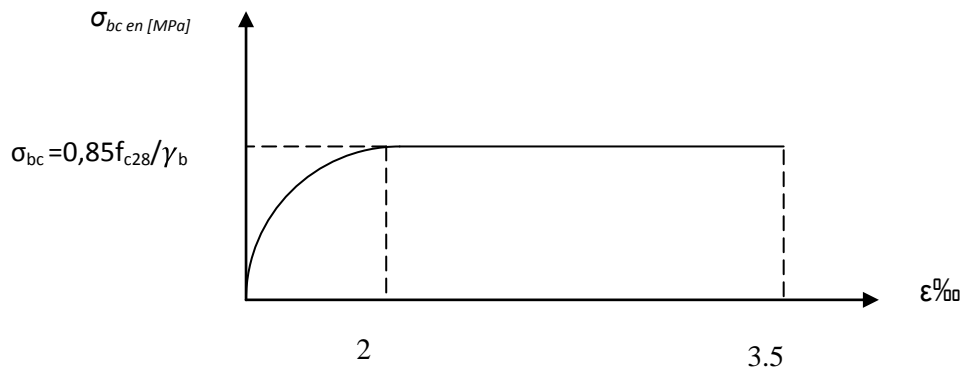
$\theta=1$  : si la durée d'application est >24h,

$\theta=0.9$  : si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$  : si la durée d'application est < 1h,

Pour  $\gamma_b=1.5$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2$  Mpa

Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta=0.85$ , on aura  $f_{bu} = 21.74$  MPa.

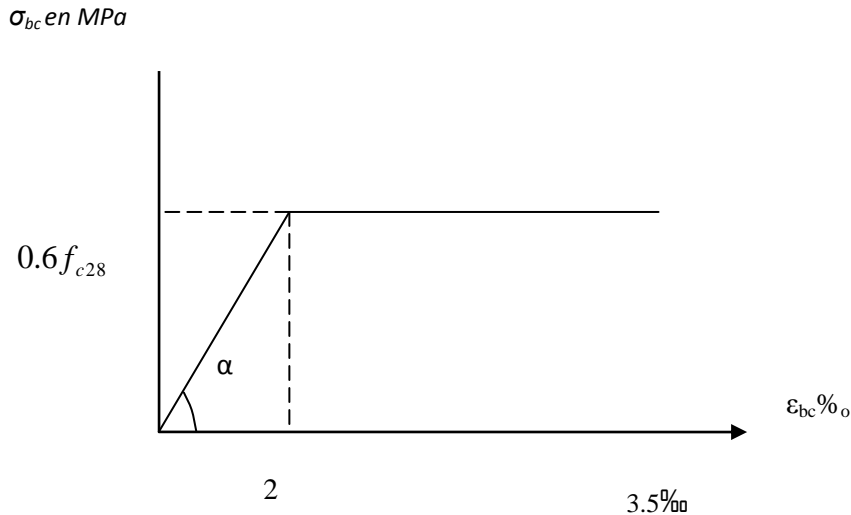


**Fig.1.2 : Diagramme déformations-contraintes du béton**

**C-2) Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L) :**

C'est l'état au delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$  en Mpa, à 28 jours  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$  MPa avec  $f_{c28} = 25$  Mpa



**Fig.1.3: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.**

$\epsilon_{bc}$  : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$  (module d'élasticité).

**C.3) contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

**1.6.2) Module d'élasticité :**

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

**a) Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet a défaut de mesures qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{II}$  est égale a :

$$E_{ij} = 11000^3 \overline{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$ .

**b) Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22] :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage),

Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \longrightarrow E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$ .

**c) Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3] :**

Il est noté « **G** », il est donné par la formule suivante :

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

- $\nu$  : Coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu = 0 \longrightarrow A \text{ l' } ELU, \\ \nu = 0,2 \longrightarrow A \text{ l' } ELS. \end{cases}$

**Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3] :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation trasversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

- $\nu = 0.2$  à l'état limite de service (béton non fissuré).

- $\nu = 0$  à l'état limite ultime (béton fissuré)

**.Acier:**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant:

**a) Caractéristiques des aciers utilisés:**

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité $F_e$ [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\Psi$
Acier en barres	Haute Adhérence $F_e E 40$	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis Soudé TL 520 ( $\Phi < 6$ )	TS TL	550	550	8‰	1,3	1

**b) Limite d'élasticité longitudinale:**

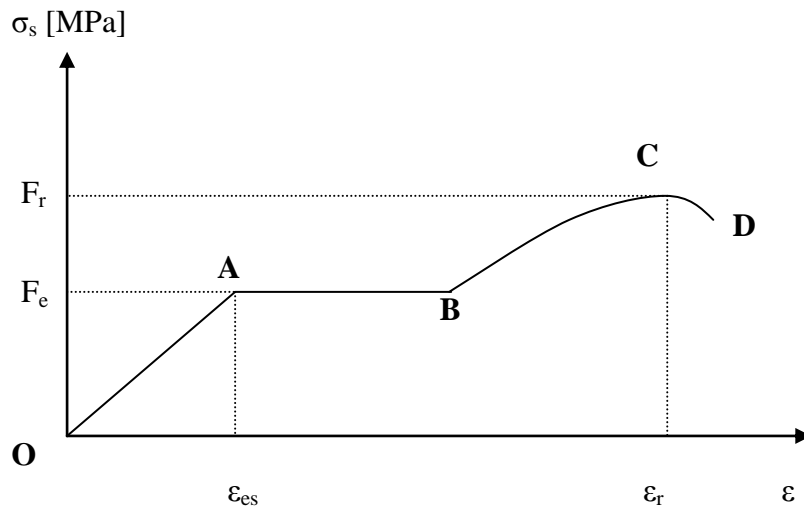
Elle est notée  $E_s$ . Sa valeur est constante quelle que soit la nuance d'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

**c) diagramme contraintes-déformations:**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contraintes- déformations a pour allure:



**1.4 .diagramme contraintes-déformations**

$F_r$  : Résistance à la rupture.

$F_e$  : Limite d'élasticité.

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

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

**b) A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3] :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, le BAEL à limiter les contraintes dans les armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32].....[2]**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

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

- **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33].....[2]**

Les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

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

• **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]..... [2**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

$\eta$  : Est le coefficient de fissuration:

On appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta = \begin{cases} 1,3 & \text{pour les files HA } \phi < 6\text{mm.} \\ 1,6 & \text{pour les barres HA et les files HA } \phi \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

**c) Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier**

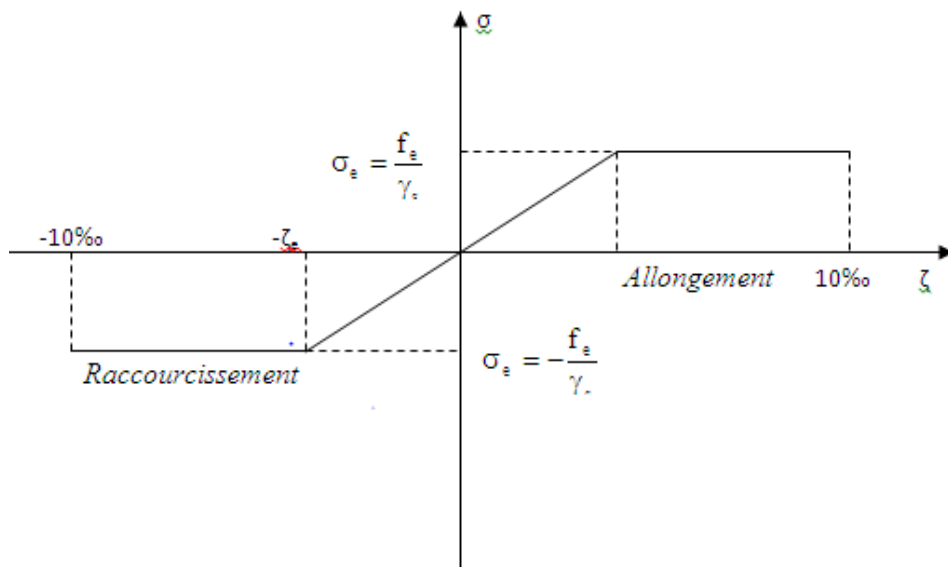


Fig.1.5-Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

**La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91

**Protection des armatures (BAEL91.Art A.7.1)**

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

- $c \geq 1$  cm : pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations
- $c \geq 3$  cm : pour les parois coffrée ou non qui sont soumise à des action agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- $c \geq 5$  cm : pour les ouvrages a la mer ou exposes aux brouillards salins ainsi que pour les ouvrages exposées a des atmosphères très agressives

**Introduction :**

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés, nous passons à pré dimensionner les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, et les voiles.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 et B A E L**.

**II-1 Les planchers :**

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche. L'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

**Avec :**

- $h_t$  : Épaisseur du plancher.
- $L_{\max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

le RPA exige  $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$  en zone IIa on prend  $\min = 30 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 380 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \implies h_t \geq \frac{380}{22,5} \geq 16,88 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : **(16+4)**

Épaisseur du corps creux = 16cm

Épaisseur de la dalle de compression = 4cm

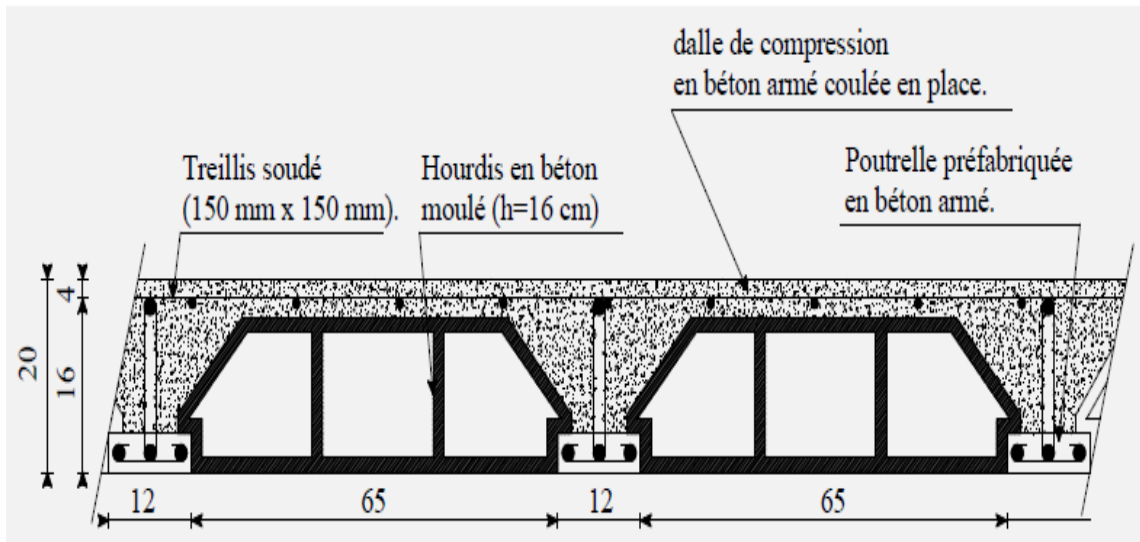


Figure II-1 Coupe verticale du plancher en corps creux

**II-2 Les poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

- **D'après le BAEL 99 :**

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

**Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1) :**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm. \\ h \geq 30cm. \\ \frac{h}{b} \leq 4. \\ b_{max} \leq 1,5h + b_1. \end{array} \right\} \quad (7.5.1.RPA99)$$

On distingue deux types de poutres :

### II-2-1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

#### La hauteur $h_t$ :

$$L=480-25 =440\text{cm}$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29,33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm} ;$$

On opte pour :  **$h = 40 \text{ cm}$**

#### La largeur $b$ :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} ;$$

On opte pour :  **$b = 30 \text{ cm}$**

### Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{array} \right\} \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section

Poutres principales PP  $\Rightarrow$  (30x40) cm<sup>2</sup>

adoptée :

### II-2-2 Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

#### La hauteur $h_t$ :

$$L = 380\text{cm}$$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm} ;$$

On opte pour :  **$h = 35 \text{ cm}$**

- La largeur b :

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} ;$$

On opte pour : b = 30 cm

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de «  $b = 30 \text{ cm}$  » un peu supérieure à sa fourchette.

Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.4 < 4 \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

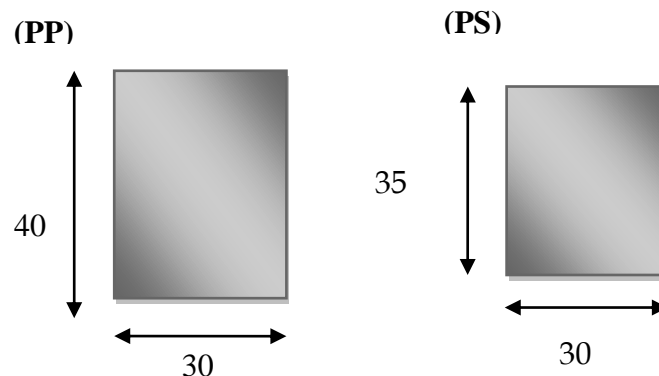
Section adoptée



**Conclusion :**

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : (30/40) cm<sup>2</sup>.
- Les poutres secondaires : (30/35) cm<sup>2</sup>.



II-3 Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (E.L.S) sollicité en compression simple. En supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La contrainte de compression de béton égale à :  $\sigma_{bc}$  La section du poteau à déterminé est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante  $S \geq N/\sigma_{bc}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

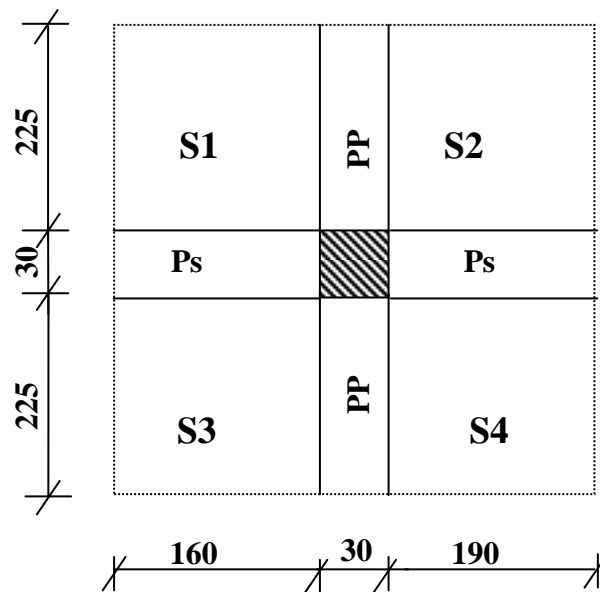
G : charge permanente

Q : charge d'exploitation.

### II.3.1. Localisation du poteau le plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (B-3) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

#### ① Surface d'influence:



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

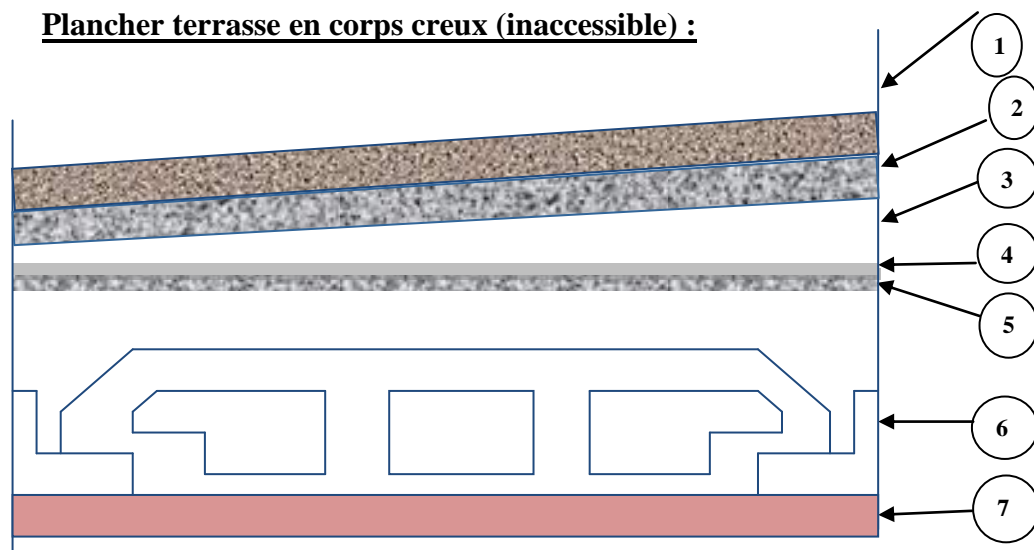
$$S = 2 * 3.6 + 2 * 4.275 = 15.75 \text{ m}^2$$

**II-4-Détermination des charges et surcharges :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2... [2], idem pour les surcharges d'exploitations.

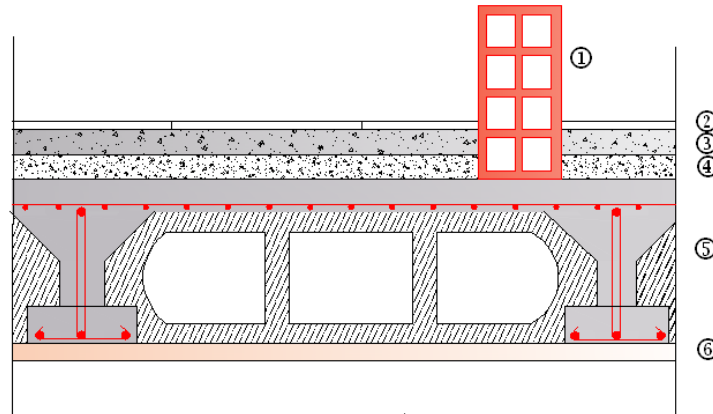
❖ **Charges permanentes:**

**Plancher terrasse en corps creux (inaccessible) :**



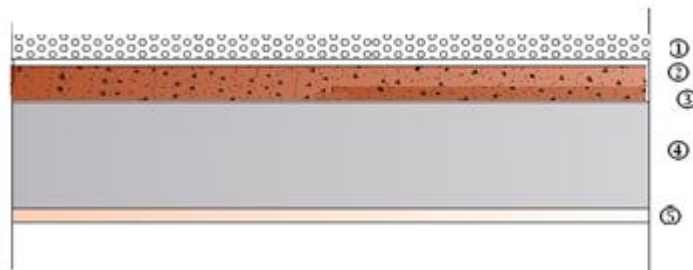
N <sup>o</sup>	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	0.9
②	Etanchéité multicouches	2	-	0.12
③	Forme de pente en béton	7	25	1.55
④	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
⑤	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑥	Plancher à corps creux	16+4	-	2.85
⑦	Enduit en plâtre	2	10	0.2
<b>G=5.79 (kN /m<sup>2</sup>)</b>				

**Plancher étage courant en corps creux :**



N <sup>o</sup>	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	0.9
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	2	20	0.44
③	Mortier de pose	2	20	0.44
④	Couche de sable	3	22	0.54
⑤	Plancher en corps creux	16+4	-	2.85
⑥	Enduit plâtre	2	10	0.20
<b>G=6.27(kN /m<sup>2</sup>)</b>				

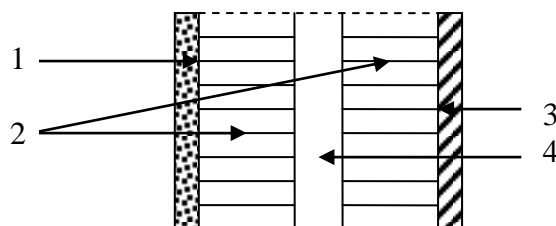
**Dalle pleine de balcon :**



N <sup>o</sup>	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
①	Revêtement en carrelage	2	20	0.44
②	Mortier de pose	2	20	0.44
③	Couche de sable	3	22	0.54
④	Dalle pleine	15	25	3.75
⑤	Enduit plâtre	2	10	0.2
<b>G=5.37(kN /m<sup>2</sup>)</b>				

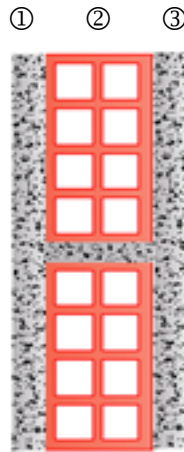
▪ **Mur extérieur :**

Ils sont réalisés en briques creuses en doubles cloisons de 10cm du coté extérieur et 10cm du coté intérieur séparés d'une lame d'air de 5cm.



N <sup>o</sup>	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
		2	18	0.36
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.90
③	Lame d'air	5	-	-
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.90
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0.20
<b>G=2.36(kN /m<sup>2</sup>)</b>				

▪ **Mur intérieur :**



N°	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
①	Enduit plâtre	2	10	0.20
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.90
③	Enduit plâtre	2	10	0.20
<b>G=1.30(kN /m<sup>2</sup>)</b>				

❖ **Surcharges d'exploitation :**

**Terrasse :**  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$ .

**Etages courants :** (habitation)  $Q_{pc} = 1.50 \text{ KN/m}^2$ .

**RDC :** (habitation)  $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ .

**Acrotère=** $1 \text{kn/ m}^2$

**Balcons :**  $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

**Escaliers :**  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ .

Ⓣ **Poids propre des éléments :**

Plancher :  $G_{pc} = G \times S = 6.27 \times 15.75 = 98.75 \text{ KN}$

Plancher terrasse :  $G_{pt} = G \times S = 5.79 \times 15.75 = 91.19 \text{ KN}$

▪ **Poutres :**

Poutres principales :  $\rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (2.25+2.25) = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 4.5 = 13.5 \text{ KN}$

Poutres secondaires :  $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.6+1.9) = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.5 = 9.18 \text{ KN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires =  $13.5+9.18= 22.68 \text{ KN}$

▪ **Poids propre des poteaux :**

$$G_{RDC} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6,88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{etage courant}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6,88 \text{ KN}$$

③ **Surcharge d'exploitation :**

$$\text{RDC: } Q \times S = 1.5 \times 18,15 = 27,22 \text{ KN}$$

$$\text{Etages courants : } Q \times S = 1.5 \times 18,15 = 27,22 \text{ KN}$$

$$\text{Terrasse : } Q \times S = 1.00 \times 18,24 = 18,24 \text{ KN}$$

④ **Loi de dégression des charges :**

Les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : (**DTR BC 2-2/6-1**)

Soit :  $Q_0$  : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment :

Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

$$\text{Sous toiture : } \sum_0 = Q_0$$

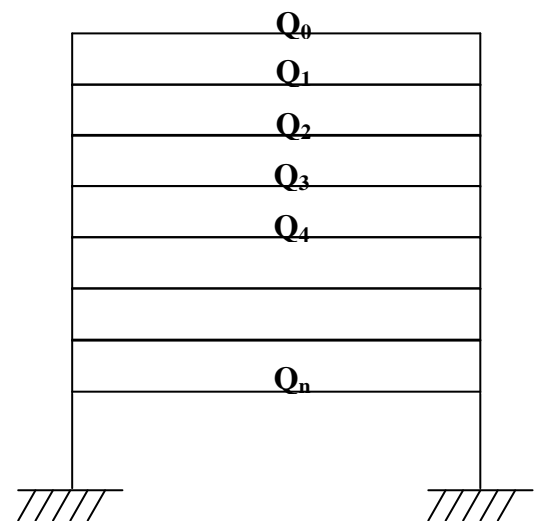
$$\text{Niveau 01: } \sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\text{Niveau 02 : } \sum_2 = Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$$

$$\text{Niveau 03 : } \sum_3 = Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\text{Niveau 04 : } \sum_4 = Q_0 + 0,85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{Niveau n : } \sum_n = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2.n} \right) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$



Le coefficient  $\left( \frac{3+n}{2.n} \right)$  étant valable pour les niveaux  $(n \geq 5)$ .

**Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression**

$$S_{11} = Q_1 = 18,24 \text{ KN.}$$

$$S_{10} = Q_1 + Q_2 = 45,46 \text{ KN.}$$

$$S_9 = Q_1 + 0,95(Q_2 + Q_3) = 70,50 \text{ KN.}$$

$$S_8 = Q_1 + 0,90(Q_2 + Q_3 + Q_4) = 91,73 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_1 + 0,85(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 110,78 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_1 + 0,80(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 127,12 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_1 + 0,75(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 140,73 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_1 + 0,71(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 153,52 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_1 + 0,68(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 166,31 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_1 + 0,66(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 179,92 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_1 + 0,65(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 195,17 \text{ KN.}$$

Avec :  $Q_I$ : surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible:

$$Q_1 = 1 \times 18,24 = 18,24 \text{ KN.}$$

$Q_2$  à  $Q_{11}$  : surcharges d'exploitations du plancher étage courant

$$Q_2 \text{ à } Q_{11} = 1,5 \times 18,15 = 27,22 \text{ KN.}$$

Descente de charge :

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> N=G+Q [KN]	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G totale	Gcumulée	Qi	Qcumlée		Section trouvée	Section adoptée
11	91,19	22,68	0,00	113,87	113,87	18,24	18,24	132,11	86,41	<b><u>30x30</u></b>
10	98.75	22,68	6 ,88	128,31	242,18	27,22	45,46	287,64	187,7	<b><u>30x30</u></b>
9	98.75	22,68	6 ,88	128,31	370,49	27,22	70,50	440,99	288,98	<b><u>35x35</u></b>
8	98.75	22,68	6 ,88	128,31	498,8	27,22	91,73	590,53	390,27	<b><u>35x35</u></b>
7	98.75	22,68	6 ,88	128,31	627,11	27,22	110,78	737,89	491,56	<b><u>35x35</u></b>
6	98.75	22,68	6 ,88	128,31	755,42	27,22	127,12	882,54	592,84	<b><u>40x40</u></b>
5	98.75	22,68	6 ,88	128,31	883,73	27,22	140,73	1024,46	694,13	<b><u>40x40</u></b>
4	98.75	22,68	6 ,88	128,31	1012,04	27,22	153,52	1165,56	795,42	<b><u>40x40</u></b>
3	98.75	22,68	6 ,88	128,31	1140,35	27,22	166,31	1306,66	896,70	<b><u>45x45</u></b>
2	98.75	22,68	6 ,88	128,31	1268,66	27,22	179,92	1448,58	997,99	<b><u>45x45</u></b>
1	98.75	22,68	6 ,88	128,31	1396,97	27,22	195,17	1592,14	1099,28	<b><u>45x45</u></b>

**Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a. \\ - \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ - \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Les sections adoptées :

$(30 \times 40) \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour le RDC et le 1<sup>er</sup> étage 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>.

$(30 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow$  du 4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage.

$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$  du 8<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> étage

$\Rightarrow$  Les conditions du RPA sont vérifiées.

**Vérification des poteaux au flambement :**

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

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

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

$$\lambda \leq 50$$

**Avec :**

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  : L'élancement du poteau.

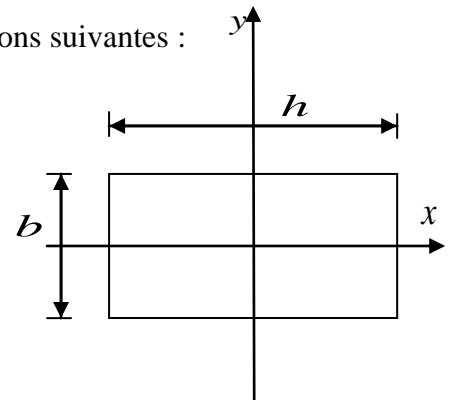
$l_f$  : Longueur de flambement. ( $l_f = 0.707 l_0$ )

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration.  $i = \frac{\sqrt{I_x}}{S_{pot}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe  $xx$  (axe faible)

$S_{pot}$  : Section du poteau.



**Donc :**

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} = \frac{2.45 l_0}{b}$$

AN :

- RDC, 1,2 eme étage : poteaux (45×45);  $l_0=3.06$  ;  $\lambda=16,66<50$   $\checkmark$
- 3<sup>eme</sup>, 4eme et 5<sup>eme</sup> étage : poteaux (40×40);  $l_0 =3,06$ ;  $\lambda=18,74<50$   $\checkmark$
- 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage : poteaux (35×35);  $l_0 =3,06$  ;  $\lambda=21,42<50$   $\checkmark$
- 9<sup>eme</sup>, 10<sup>eme</sup> étage : poteaux (30×30);  $l_0 =3,06$  ;  $\lambda=24,99<50$   $\checkmark$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II-5 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

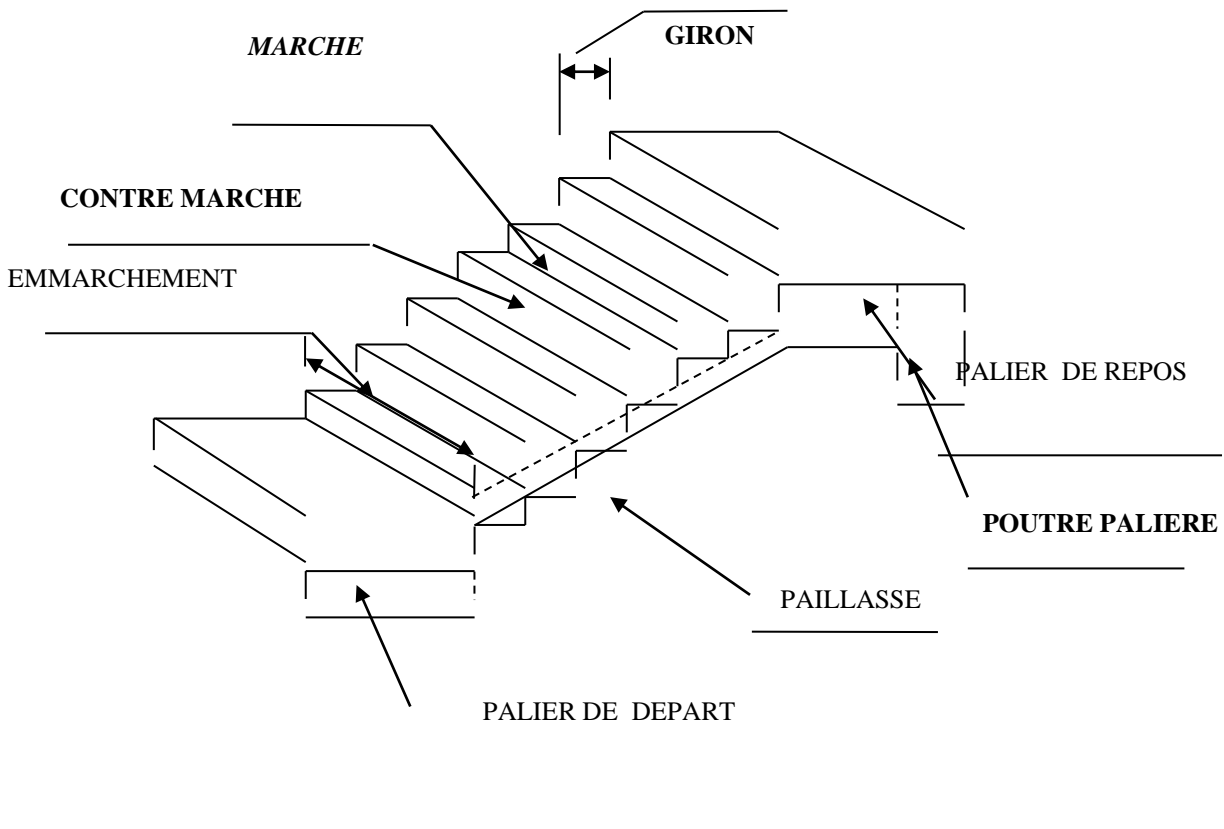
Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1./RPA99 ver 2003

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $l \geq 4\alpha$ .

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.

**III-3-Escaliers:****III-3-1-Définition:**

L'escalier de notre immeuble est en béton armé coulé sur place. On a un seul type d'escalier (à 02 volets).



**Fig.III.3.1**

**III.3.1.1. Terminologie :**

- $g$  : Largeur de la marche.
- $h$  : Hauteur de la contre marche.
- $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $l$  : portée de la paillasse.
- $l_2$  : largeur du palier
- $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

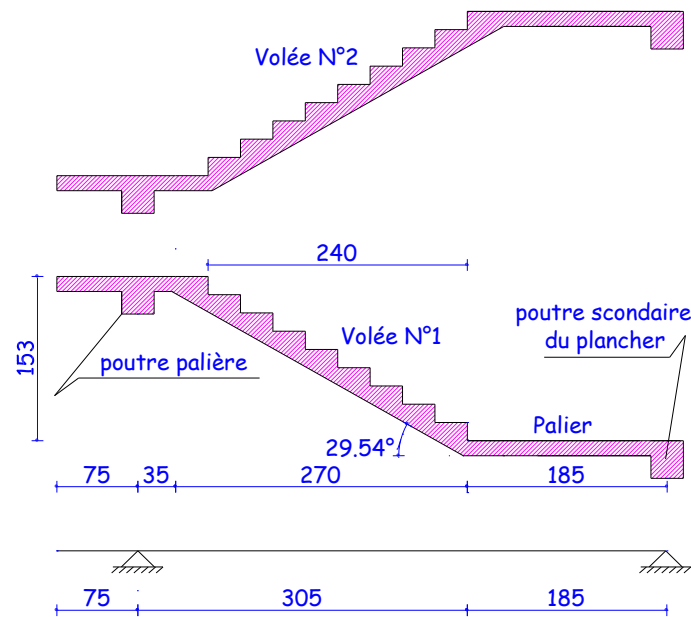
**A-1) pré dimensionnement de l'escalier :****a- Schéma statique :**

Fig.III.14. Dimensions des volées

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation

$$14cm \leq h \leq 18cm$$

$$28cm \leq g \leq 36cm$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à :  $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches est prise comme suit :  $m = n-1$

Le rapport ( $r = \frac{h}{g}$ ) est appelé raideur de l'escalier

En habitat collectif l'emmarchement doit être  $\geq 120cm$

$$L_2 \geq 120cm \quad \text{Où} \quad L_2 \geq 3g$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50cm du collet.

**b- Application :**

Soit :  $h = 17 \text{ cm}$

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

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

Soit :  $g = 30\text{cm}$ .

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(7) = 64(66\text{cm}) \quad (\text{Condition est vérifiée})$$

La profondeur du palier de repos :  $L_2 = 185\text{cm}$ .

La longueur de la ligne de foulée :

$$L_1 = g (n-1) = 30 \times 8 = 240\text{cm}$$

**2) pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Notre paillasse est sous forme d'une dalle pleine reposant sur deux appuis ; dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$l_o = \frac{240}{\cos \alpha} + 35 + 185 = 495,85 \text{ cm.}$$

$$\frac{l_o}{30} \leq e \leq \frac{l_o}{20} \Leftrightarrow \frac{495,85}{30} \leq e \leq \frac{495,85}{20} \Leftrightarrow 16,52 \text{ cm} \leq e \leq 24,80 \text{ cm} \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

- Les paliers auront la même épaisseur que la paillasse c.-à-d.  $e=15\text{ cm}$ .

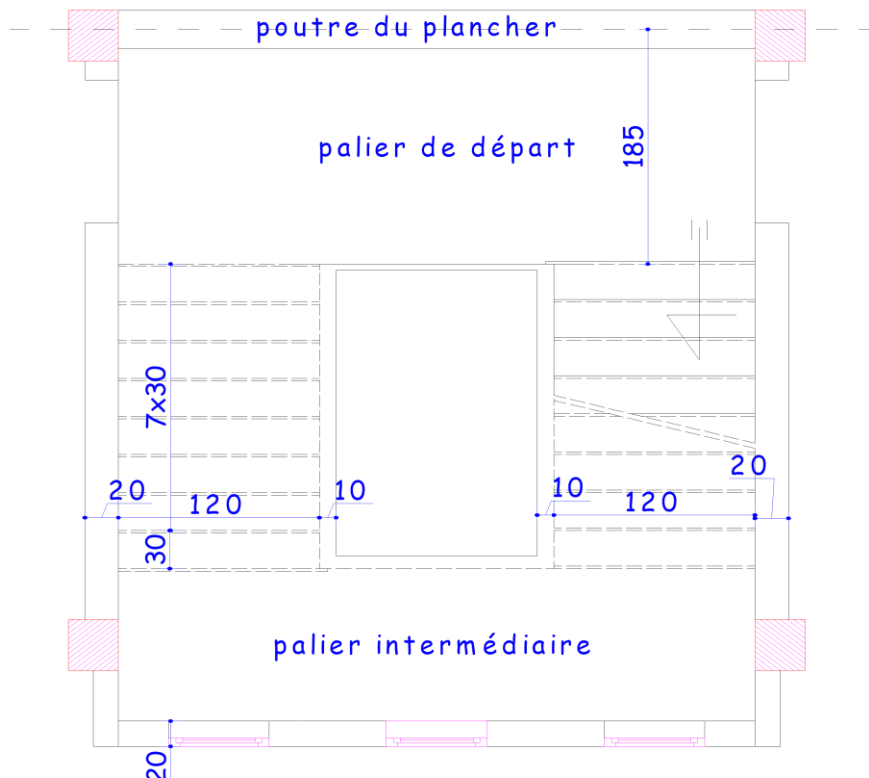


Fig.III.15. Schéma de la vue en plan de l'escalier

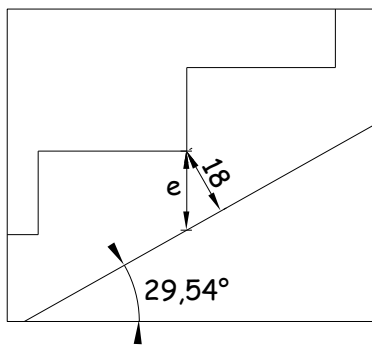
### III.3.2. Détermination des charges et des surcharges

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale  $L = 0,35 + 2,70 + 1,85 = 4,9\text{m}$ .

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

#### A. Charges permanentes

##### a) Paillasse



$$e = \frac{0,20}{\cos 29,54} = 0,230 \text{ m}$$

- poids propre de la paillasse :  $P_p = 0,230 \times 1 \times 25 = 5,75 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre des marches :  $P_m = \frac{0,17}{2} \times 1 \times 25 = 2,125 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre du revêtement :

- Carrelage 2 cm :  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN / ml}$
- Couche de sable :  $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36 \text{ kN / ml}$
- Mortier de pose :  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN / ml}$
- Enduit plâtre :  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN / ml}$
- Poids du garde-corps :  $0,2 \text{ kN / ml}$

Total :  $G_{PS} = 9,755 \text{ kN / ml}$

##### b) Palier

- poids propre du palier :  $P_p = 0,20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre du revêtement :

- Carrelage 2 cm :  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN / ml}$
- Couche de sable :  $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36 \text{ kN / ml}$
- Mortier de pose :  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN / ml}$

- Enduit plâtre :  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN / ml}$

$$\text{Total : } G_{\text{palier}} = 6,68 \text{ kN / ml}$$

### c) console

- poids propre de la console :  $P_p = 0,20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/ml}$ .
- poids propre du revêtement :  $P_r = 1,98 \times 1 = 1,68 \text{ KN/ml}$ .
- poids propre du mur extérieur :  $P_{m\grave{e}} = 1,53 \times 1 \times 2,36 = 3,61 \text{ KN / ml}$ .

$$G = P_p + P_r = 6,68 \text{ KN/ml.}$$

$$G' = P_{m\grave{e}} = 3,61 \text{ KN/ml.}$$

### B. Charges d'exploitations

La charge d'exploitation est constante sur les trois éléments et égale à :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

### III.3.3. Étude à l'ELU

#### A. Combinaison des charges

##### a) Paillasse

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,755 + 1,5 \times 2,5 = 16,92 \text{ KN/ml.}$$

##### b) Palier

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,68 + 1,5 \times 2,5 = 12,76 \text{ KN/ml.}$$

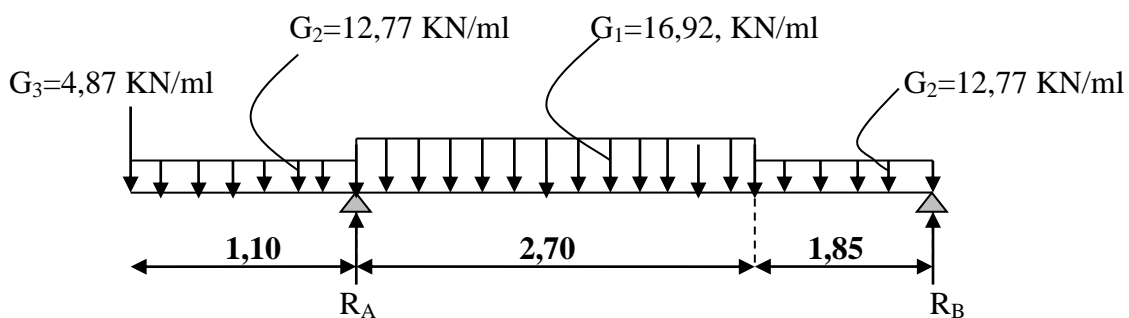
##### c) Console

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,68 + 1,5 \times 2,5 = 12,76 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 3,61 = 4,87 \text{ KN/ml.}$$

### III-3-3 Calcul à l'E.L.U :

A l'E.L.U, le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.



figIII-3-2 schéma statique à l'ELU:

*Réactions des appuis*

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 1,10) + (q_2 \times 2,7) + (q_1 \times 1,85) + 4,87$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 88,22 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{1,85}{2} q_1 + 2,7 \left( \frac{2,7}{2} + 1,85 \right) q_2 + 1,10 \left( \frac{1,10}{2} + 2,7 + 1,85 \right) q_1 + 27,51 \right] / 4,55$$

$$\Rightarrow R_A = 58,72 \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[ -\frac{1,10}{2} q_1 - 4,87 * 1,1 + 2,7 \left( \frac{2,7}{2} \right) q_2 + 1,85 \left( \frac{1,85}{2} + 2,7 \right) q_1 \right] / 4,55$$

$$\Rightarrow R_B = 29,50 \text{KN}$$

**Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

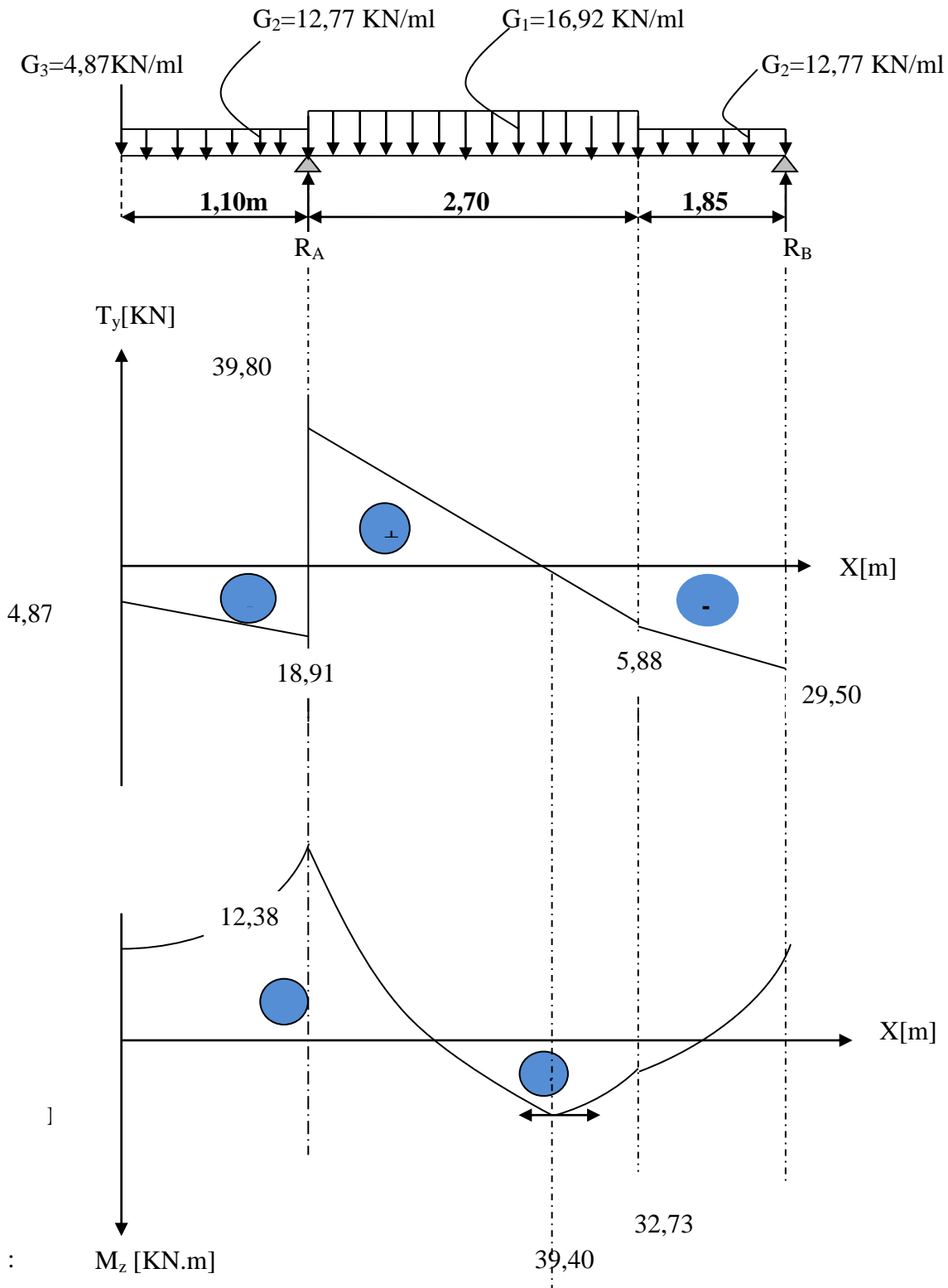
Tronçons [m]	Expressions	X [m]	Ty [KN]
<b>0 ≤ x ≤ 1,10</b>	-4,87-12,77x	0	-4,87
		1,10	-18,91
<b>1,10 ≤ x ≤ 3,80</b>	58,41-16,92x	1,10	39,80
		3,80	-5,88
<b>0 ≤ x ≤ 1,85</b>	29,50-12,77x	0	29,50
		1,85	5,88

**Moments fléchissant :**

Tronçons [m]	Expressions	X [m]	Mz [KN.m]
<b>0 ≤ x ≤ 1,10</b>	- 4,87x-6,38x <sup>2</sup>	0	0
		1,10	-12,38
<b>1,10 ≤ x ≤ 3,80</b>	-4,87x-16,92(x-1,1)(x-1,1)/2-12,77(0,55+(x-1,1))+58,72(x-1,1)	1,10	-12,38
		3,80	32,73
<b>0 ≤ x ≤ 1,85</b>	29,50x-6.38x <sup>2</sup>	0	0
		1,85	32,73

T<sub>y</sub>=0    x = 3,45 m ,On a: M<sub>z</sub>(3,45) = 39,40KNm

III-3-4 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:



Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit :  $M_t = 0,85 M_0$

$M_a = -0,3 M_0$

Donc :  $M_t = 33,50 \text{ KN.m}$

$M_a = -11,82 \text{ KN.m}$

**d- Calcul des armatures :**

❖ **Aux appuis :**

$M_a = 11,82 \text{ KN.m}$

▪ **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{11,82 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée

$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,986$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,82 \times 1000}{0,986 \times 17 \times 348} = 2,02 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a$ : 4HA12 avec :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$  (St = 25 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 avec  $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$  (St = 25 cm)

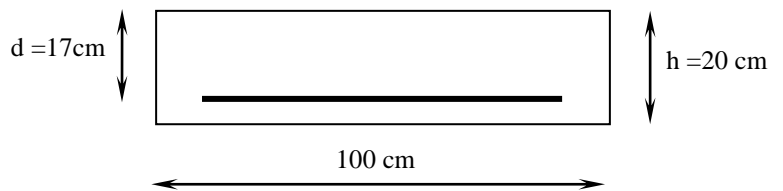
❖ **En travée :**

▪ **Armatures principales :**

$M_t = 33,50 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,50 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,082$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$  La section est simplement armée



$$\mu_b = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{33,50 \times 10^3}{0,957 \times 17 \times 348} = 3,97 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a$ : 4HA12 avec :  $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$  (St = 25 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10  $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$  avec (St = 25 cm)

**III-3-5- Vérification à L'ELU :**

**a- Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**b- Répartition des barres :**

▪ **Armatures principales :**

$$St < \min \left\{ h ; 33 \right\} = \min \left\{ 45 ; 33 \right\} = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} \quad \left[ m_{-} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \right]$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min \left\{ h ; 45 \right\} = \min \left\{ 45 ; 45 \right\} = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} \quad \left[ m_{-} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \right]$$

**c- Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$V_u^{\max} = 39,81 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,81}{0,9 \times 17 \times 15,07} = 0,172 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{39,81 \times 10}{100 \times 17} = 0,23 < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :****❖ Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 17 \times 10^{-1}}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 38,02 < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**❖ Influence sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 39,80 + \frac{11,82 \times 10^2}{0,9 \times 17} \right) = -0,10$$

$$A_a = 2,01 > -0,10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-3-6- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :****A. Combinaison des charges****a) Paillasse**

$$q_s = G + Q = 9,02 + 2,5 = 11,52 \text{ KN/ml.}$$

**b) Palier**

$$q_s = G + Q = 6,68 + 2,5 = 9,18 \text{ KN/m}$$

c) Console

$$q_u = G + Q = 6,68 + 2,5 = 9,18 \text{ KN/ml.}$$

$$q'_u = G = 3,61 \text{ KN.}$$

Réactions des appuis

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 1,10) + (q_2 \times 2,7) + (q_1 \times 1,85) + 3,61 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 61,80 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M / b = 0 &\Rightarrow R_a = \left[ \frac{0,85^2}{2} q_1 + 2,7 \left( \frac{0,7}{2} + 1,85 \right) q_2 + 1,10 \left( \frac{0,10}{2} + 2,7 + 1,85 \right) q_1 + 20,40 \right] / 4,55 \\ &\Rightarrow R_a = 41,13 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M / a = 0 &\Rightarrow Rb = \left[ -\frac{0,10^2}{2} q - 3,61 * 1,1 + 2,7 \left( \frac{0,7}{2} \right) q_2 + 1,85 \left( \frac{0,85}{2} + 2,7 \right) q_1 \right] / 4,55 \\ &\Rightarrow Rb = 20,66 \text{ KN} \end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

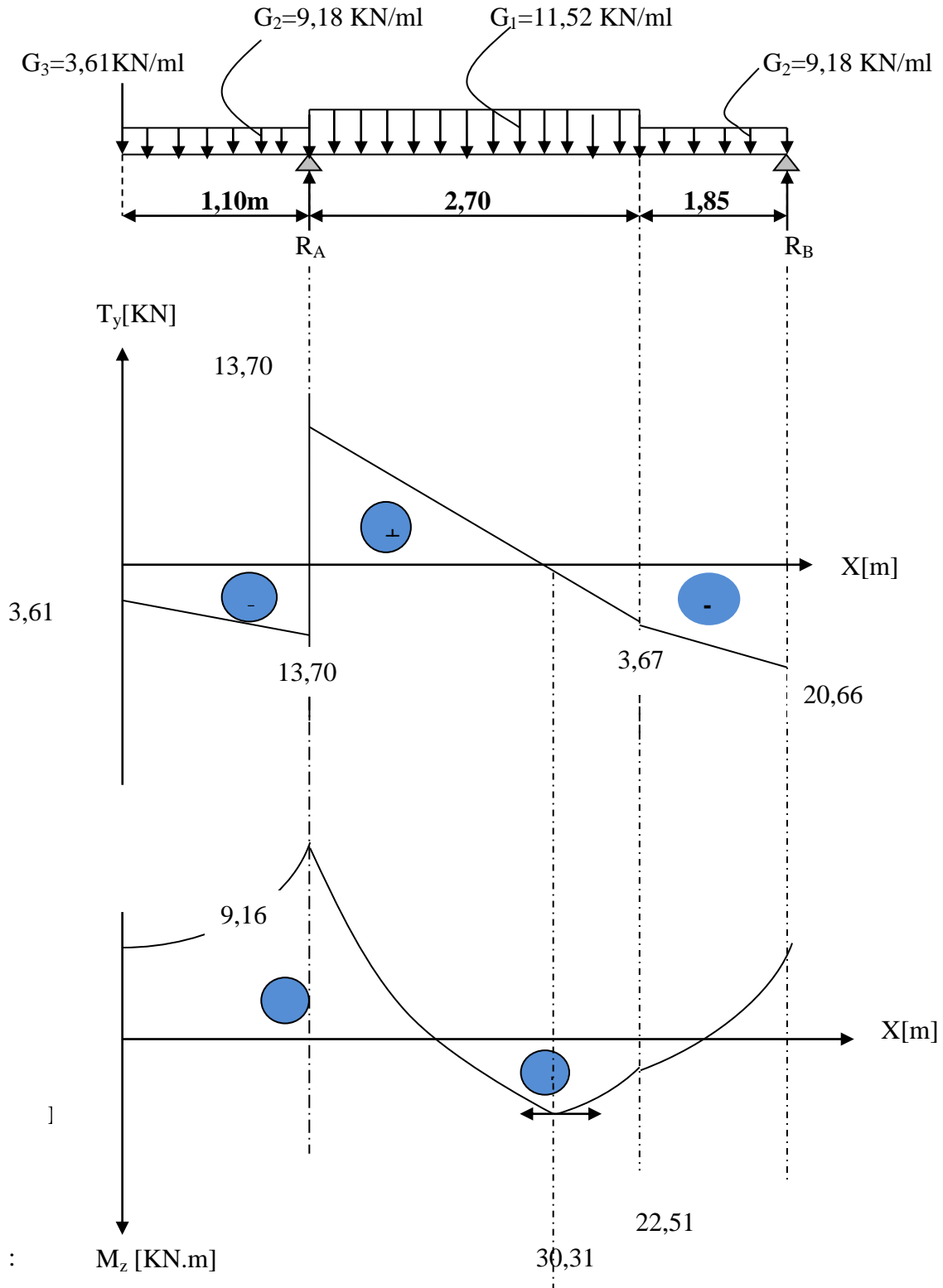
Tronçons [m]	Expressions	X [m]	Ty [KN]
$0 \leq x \leq 1,10$	-3,61-9,18x	0	-3,61
		1,10	-13,70
$1,10 \leq x \leq 3,80$	25,56-11,52x	1,10	-13,70
		3,80	-18,21
$0 \leq x \leq 1,85$	20,66-9,18x	0	20,66
		1,85	3,67

Moments fléchissant :

Tronçons [m]	Expressions	X [m]	Mz [KN.m]
$0 \leq x \leq 1,10$	- 3,61x-4,59x <sup>2</sup>	0	0
		1,10	-9,16
$1,10 \leq x \leq 3,80$	-3,61x-11,52(x-1,1)(x-1,1)/2-9,18(0,55+(x-1,1))+41,13(x-1,1)	1,10	-9,02
		3,80	22,51
$0 \leq x \leq 1,85$	20,66x-4,59x <sup>2</sup>	0	0
		1,85	22,51

$T_y=0$   $x = 2,21$  m ,On a:  $M_z(2,21) = 30,31$ KNm

III-3-4 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:



$$\text{Soit : } M_t = 0,85 M_0$$

$$M_a = -0,3 M_0$$

$$\text{Donc : } M_t = 25,76 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -9,09 \text{ KN.m}$$

### III-3-7- Vérification à L'ELS :

#### a- Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### ❖ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 17} = 0,184$$

$$\rho = 0,184 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,970 \\ K = 0,017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{9,09 \times 10^3}{0,970 \times 17 \times 3,14} = 175,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 2,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### ❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 17} = 0,26$$

$$\rho = 0,26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,959 \\ K = 0,021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25,76 \times 10^3}{0,959 \times 17 \times 4,52} = 349,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 7,34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### B- Vérification de la flèche :

On peut disposer du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \text{ et } \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{490} = 0,040 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max \{ q_s^1 ; q_s^2 \} = \max \{ 0,18 ; 11,52 \} = 11,52 \text{ KN/mL}$$

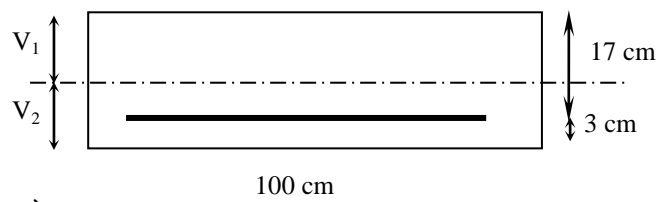
$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 4,52 \times 17) = 21152,6 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4,52 = 2067,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21152,6}{2067,8} = 10,22 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,22 = 9,78 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (10,22^3 + 9,78^3) + 15 \times 4,52 \times (9,78 - 3)^2$$

$$I = 67223,15 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,52 \times 10^3 \times 4,90^4}{10818,86 \times 10^6 \times 67223,15 \times 10^{-8}} = 0,011 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**III-1- Planchers :**

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4)cm les corps creux sont associés a des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm

**III-1-1- Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

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

**❖ Calcul des armatures :**

$L_a$  : Longueur de l'hourdis

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

**➤ Armatures  $\perp$  aux nervures :**

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

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

**➤ Armatures // aux nervures :**

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

Soit :  $A_{//} = 4T4 = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{mL}$  ;  $e = 25 \text{ cm}$

**III-1-2- Calcul des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

**Étape1 : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN} / \text{mL}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 \times 25 = 0,62 \text{ KN/mL}$$

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

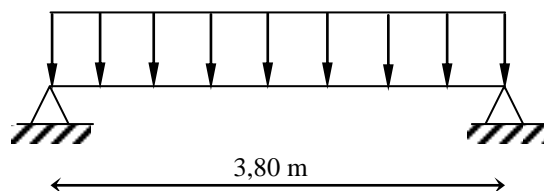
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/mL}$

#### a- Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges :

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



**FigIII-1 : Schéma statique**

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,80^2}{8} = 4,51 \text{ KN.m}$$

#### b- Ferraillage :

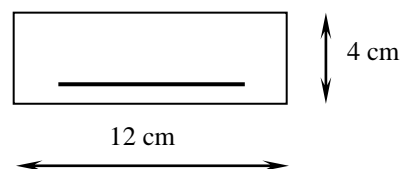
Soit :  $c = 2 \text{ cm}$

d: La hauteur utile ( $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ )

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,61$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu = 6,61 \gg \mu_L = 0,392$  La section est doublement armée



La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étai intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas utiles.

**Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

**a- Dimensionnement de la poutrelle :**

$h = 16+4$  cm, hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4$  cm, hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12$  cm, largeur de la nervure

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

$L_0$  : Distance entre deux poutrelles

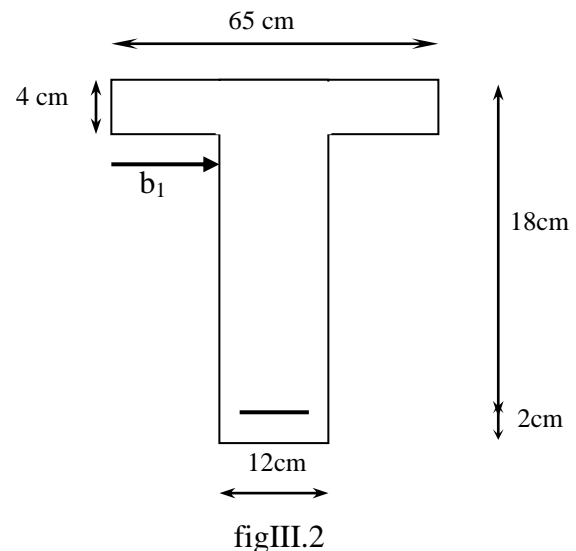
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L$  : Largeur de la plus grande travée

$$L = 3,80 \text{ m}$$

$$\text{Do's: } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 38 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5$$

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

**b- Charges et surcharges :**

La dalle supporte :

- Poids propre du plancher :  $G = 6,27 \times 0,65 = 4,075 \text{ KN / mL}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN / mL}$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,075) + (1,5 \times 0,975) = 6,96$$

$$q_u = 6,96 \text{ KN / mL}$$

**c- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :****Condition1 :**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{ KN / m}^2 \right\}$$

$$2.G = 2 \times 6,27 = 12,54 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = 1,5 \leq \max \left\{ 12.54 ; 5 \right\} = 12.54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La condition est vérifiée

### Condition2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

⇒ La condition est vérifiée

### Condition3 :

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\begin{cases} L_i / L_{i+1} = 3,15 / 3,5 = 0,9 \\ L_i / L_{i+1} = 3,5 / 4,1 = 0,853 \\ L_i / L_{i+1} = 4,1 / 3,5 = 1,17 \end{cases}$$

⇒ Condition vérifiée

### Condition4 :

La fissuration est non préjudiciable ⇒ Toutes les Conditions sont vérifiées on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

#### d) Détermination des coefficients forfaitaires sur appuis :

La poutrelle de notre bâtiment comporte 5 travées, et les coefficients forfaitaires au niveau des appuis seront comme le montre la figure ci-dessous :

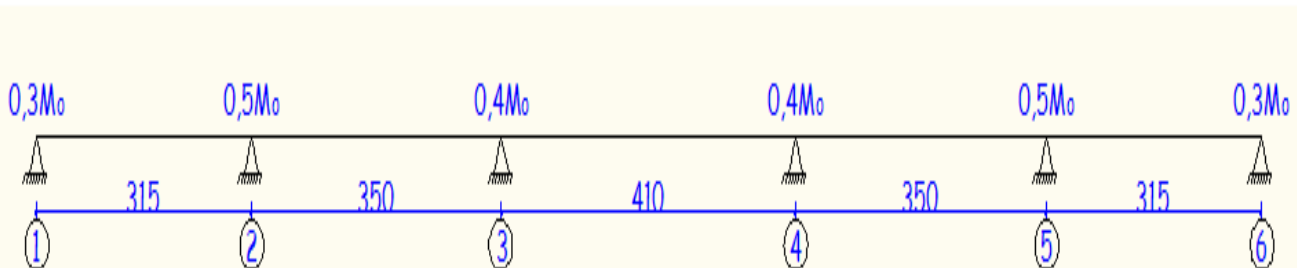


Fig.III.3. Coefficients forfaitaires sur appuis

**1. Calcul du coefficient  $\alpha$** 

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+4,075} = 0,193$$

**2. Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01}=M_{05} = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,96 \times 3,15^2}{8} = 8,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}=M_{04} = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,96 \times 3,5^2}{8} = 10,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,96 \times 4,1^2}{8} = 14,62 \text{ KN.m}$$

**3. Calcul des moments en travée en fonction de  $M_o$** 

$$\begin{cases} M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; \text{⌚} + 0,3\alpha \overline{M}_o] \\ M_t \geq \frac{\text{⌚} 2 + 0,3\alpha \overline{M}_o}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{\text{⌚} + 0,3\alpha \overline{M}_o}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{cases}$$

**A.N. :****a) Travées de rive (1-2) et (5-6)**

$$\begin{cases} M_t + \left( \frac{0,3M_o + 0,5M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,057M_o] \\ M_t \geq \frac{\text{⌚} 2 + 0,3 \times 0,193 \overline{M}_o}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t \geq 0,657M_o \\ M_t \geq 0,628M_o \end{cases}$$

**b) Travées intermédiaires (2-3) et (4-5)**

$$\begin{cases} M_t + \left( \frac{0,5M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,057M_o] \\ M_t \geq \frac{\text{⌚} + 0,3 \times 0,193 \overline{M}_o}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t \geq 0,607M_o \\ M_t \geq 0,528M_o \end{cases}$$

**c) Travée intermédiaire (3-4)**

$$\begin{cases} M_t + \left( \frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,057M_o] \\ M_t \geq \frac{\text{⌚} + 0,3 \times 0,193 \overline{M}_o}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t \geq 0,657M_o \\ M_t \geq 0,528M_o \end{cases}$$

**a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,657M_o = 0,657 \times 8,63 = 5,67 \text{ KN.m}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,617M_o = 0,607 \times 10,65 = 6,46 \text{ KN.m}$$

**b) Travées (3-4)**

$$M_{t(3-4)} = 0,657M_o = 0,657 \times 14,62 = 9,60 \text{ KN.m}$$

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

$$M_A = 0,3M_{01} = 2,59 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{01}, M_{02}) = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{02}, M_{03}) = 5,84 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{03}, M_{04}) = 5,84 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max(M_{04}, M_{05}) = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{06} = 2,59 \text{ KN.m}$$

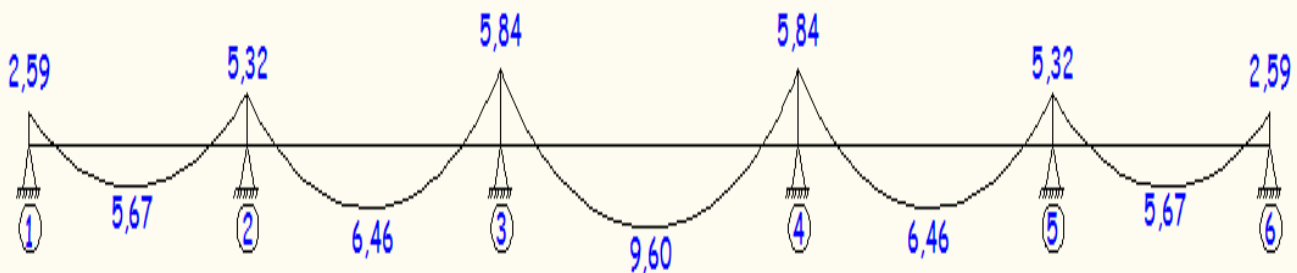


Fig.III.4. Diagramme des moments fléchissants en [KN.m]

**e) Calcul des efforts tranchants**

$$T_E = \frac{M_w - M_e - q_u L}{L} ; \quad T_W = T_E + q_u L$$

Avec :

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

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

**. a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{6,96 \times 3,15}{2} = 10,96 \text{ KN}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{6,96 \times 3,5}{2} = 12,18 \text{ KN}$$

**c) Travées (3-4)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{6,96 \times 4,1}{2} = 14,26 \text{ KN}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M <sub>w</sub>	2,59	5,32	5,84	5,84	5,32
M <sub>e</sub>	5,32	5,84	5,84	5,32	2,59
T <sub>e</sub>	-11,83	-12,32	-14,26	-12,03	-10,10
T <sub>w</sub>	10,10	12,03	14,26	12,32	11,83

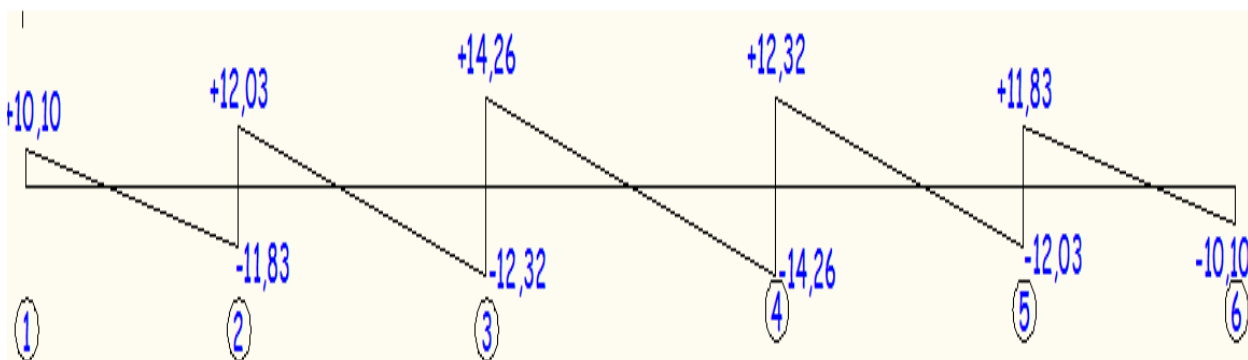


Fig.III.5. Diagramme des efforts tranchants en [KN]

**f) Calcul des armatures :**

Le ferrailage sera calculé à l'E.L.U avec les moments max en travée et sur appuis.

**1-Armatures longitudinales :**

❖ **En travées :**

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 9,60 \text{ KN.m}$$

$$b = 65\text{cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, h_0 = 4\text{cm}, d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

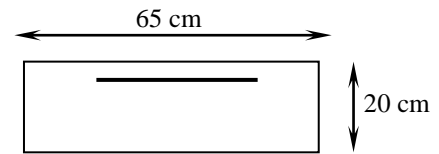
$$M = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3$$

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

$M_{\max}^t < M \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,60 \times 10^3}{65 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392$$



$$\mu_b = 0,032 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,60 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons : 3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>**

### ❖ Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 5,84 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,84 \times 10^3}{65 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,84 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A^a = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

### 2- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_{\ell}^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$\theta_{\ell}^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Soit :  $\phi_t = 0,54 \text{ cm}$

On choisi un cadre Ø6 avec  $A_t = 2HA6 = 0,56$

### 3- L'espacement entre cadre (Art A.5.3/BAEL 91) :

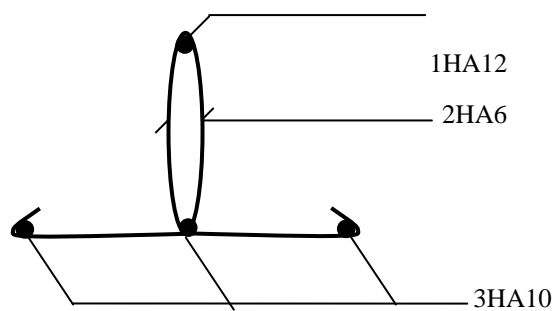
$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

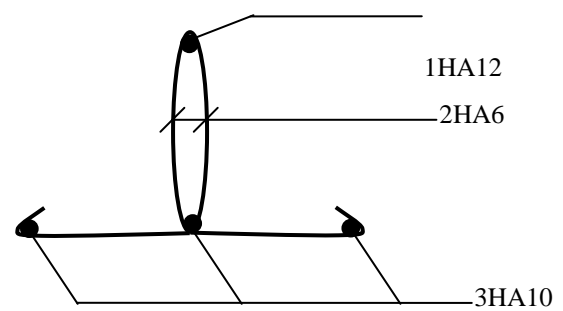
Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$(A_t \times f_e) / (b_0 \times S_t) \geq 0,4 \text{ MPa} ; (0,56 \times 235) / (12 \times 15) = 0,731 > 0,4 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

**Donc:  $s_t = 15 \text{ cm}$**



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

### ➤ Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité: (article : A.4.2,1 B.A.E.L 91)

En travée:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification au cisaillement: (article : A.5.1,1 B.A.E.L 91)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14,26 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,66$$

Fissuration peu nuisible

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

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

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### **Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art 5.1,313):**

On doit vérifier que:  $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$

Avec:  $a = 0,9d$

$$T_{\max} = 14,26 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN (C.V)}$$

**Appuis de rives** :  $T_{\max} = 10,10 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**Appuis intermédiaires** :  $T_{\max} = 14,26 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### **6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

**Traves de rive :**

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (10,10 - \frac{2,59}{0,9 \times 0,18}) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (10,10 - 15,98)$$

$$A \geq -0,17 \quad \langle \text{Condition vérifiée} \rangle$$

**Traves intermédiaires :**

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (14,26 - \frac{5,84}{0,9 \times 0,18}) = -0,62 \text{ cm}^2$$

$$A \geq -0,62 \text{ cm}^2 \quad \langle \text{Condition vérifiée} \rangle$$

### **Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,26 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,778 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23):**

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

$$\psi_s = 1,5 \quad (\text{HA})$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s} = 42,32 \text{ cm}$$

$$T_s = 0,6 \psi_s \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\frac{L_s}{\phi} = 35,3 \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa et Fe400}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \quad , \quad L_s = 42,32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à 0,41S pour les aciers HA

$$L_a = 0,4 L_s = 16,92 \text{ cm}$$

$L_a$  : Longueur hors crochets normaux adoptés.

**Calcul à L'ELS:**

**Le chargement à l'ELS:**

$$q_s = G + Q = 6,27 + 1,5 \times 0,65 = 5,05 \text{ kN / ml}$$

**Calcul des moments isostatiques :**

**a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$M_{01} = M_{05} = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{5,05 \times 3,15^2}{8} = 6,26 \text{ KN.m}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{5,05 \times 3,5^2}{8} = 7,73 \text{ KN.m}$$

**b) Travées (3-4)**

$$M_{03} = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{5,05 \times 4,1^2}{8} = 10,61 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments en travée en fonction de  $M_o$  :**

**a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,657 M_o = 0,657 \times 6,26 = 4,11 \text{ KN.m}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,617M_o = 0,607 \times 7,73 = 4,7 \text{ KN.m}$$

**b) Travées (3-4)**

$$M_{t(3-4)} = 0,657M_o = 0,657 \times 10,61 = 6,97 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 1,87 \text{ KN.m}$$

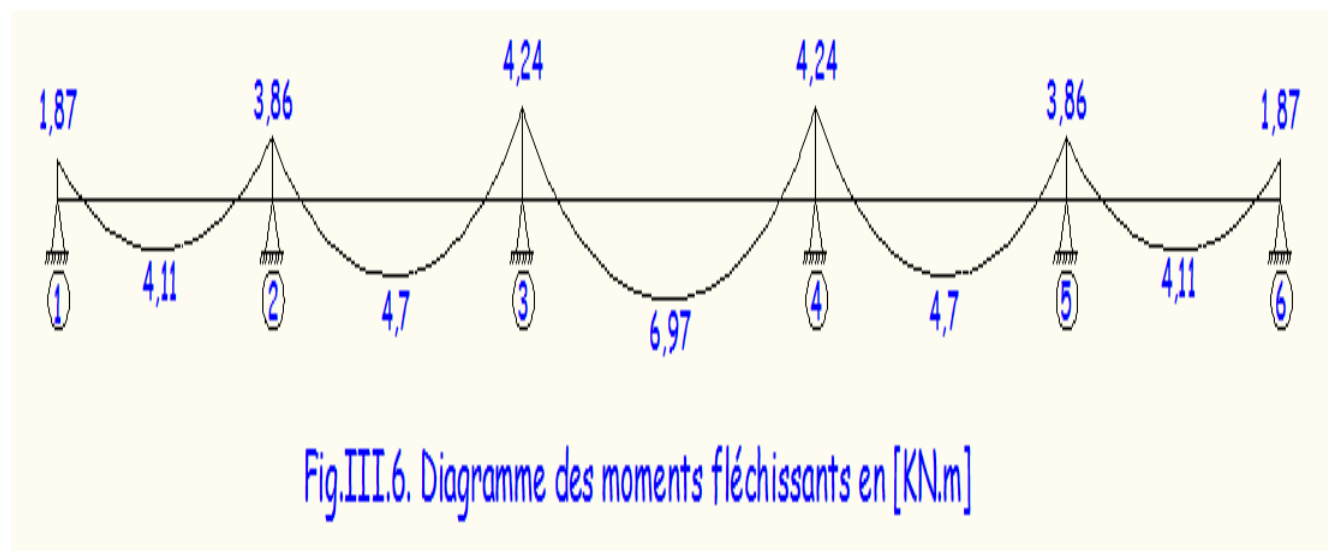
$$M_B = 0,5 \max(M_{01}, M_{02}) = 3,86 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 \max(M_{02}, M_{03}) = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,4 \max(M_{03}, M_{04}) = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max(M_{04}, M_{05}) = 3,86 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 1,87 \text{ KN.m}$$

**Les efforts tranchants**

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} \quad ; \quad T_w = T_e + q_u L$$

Avec :

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

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

**. a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{5,05 \times 3,15}{2} = 7,95 \text{ KN}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{5,05 \times 3,5}{2} = 8,83 \text{ KN}$$

c) Travées (3-4)

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{5,05 \times 4,1}{2} = 10,35 \text{ KN}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M <sub>w</sub>	1,87	3,86	4,24	4,24	3,86
M <sub>e</sub>	3,86	4,24	4,24	3,86	1,87
T <sub>e</sub>	-8,58	-8,93	-10,35	-8,73	-7,32
T <sub>w</sub>	7,32	8,73	10,35	8,93	8,58

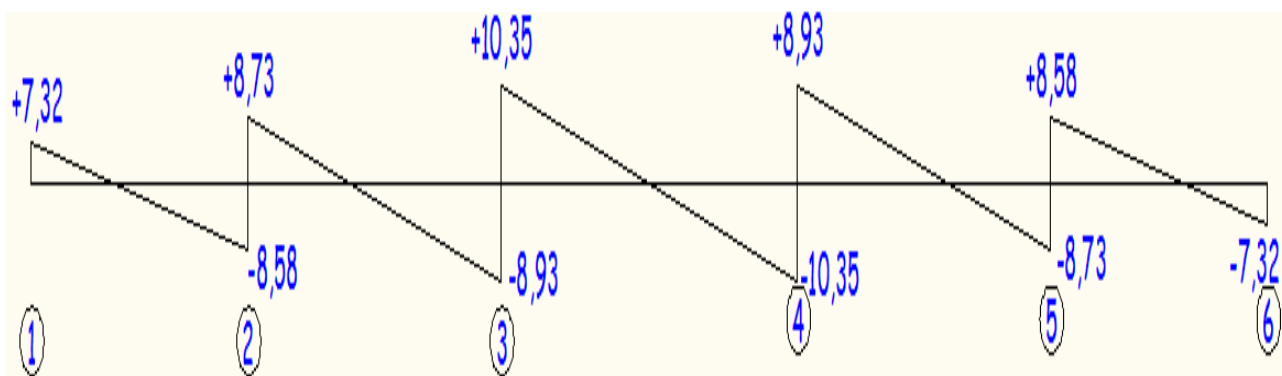


Fig.III.7. Diagramme des efforts tranchants en [KN]

Vérification des contraintes : à l'ELS

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ En travées :  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087$$

$$\rho = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,856, \alpha_1 = 0,432 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,432 \Rightarrow K = 0,051$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{6,97 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 192,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,051 \times 192,5 = 9,81 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....La condition est vérifiée.

➤ **Aux appuis** :  $A_a = 1,13\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \quad \alpha_1 = 0,324 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,324 \Rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{4,24 \times 10^3}{0,892 \times 1,13 \times 18} = 233,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,032 \times 233,7 = 7,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

**b) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

**Calcul de la flèche** : (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée ( $E_v = 10818,865 \text{ MPa}$ )

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{t28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + 0,4 \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

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

Avec :  $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

**Calcul des paramètres :**

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$S_{XX'} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

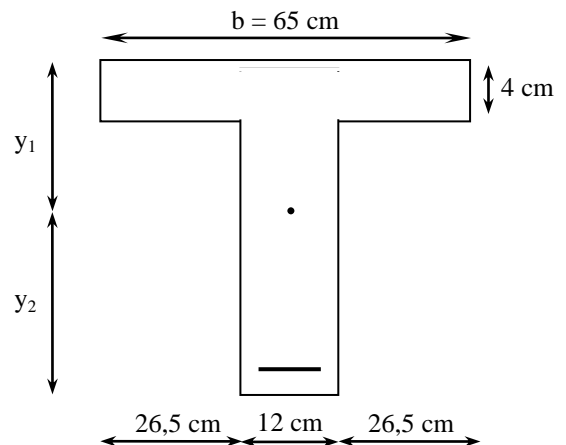
$$I_0 = 19720,57 \text{ cm}^4$$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B0 : Section du béton.

S/XX' : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.



$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$\sigma_s = \frac{A_t}{bd} = \frac{M_t^{ser}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{6,97 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 2,35} = 167,8 \text{ MPa}$$

### Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 167,8 + 2,1}; 0 \right) = 0,417$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,010} = 1,64$$

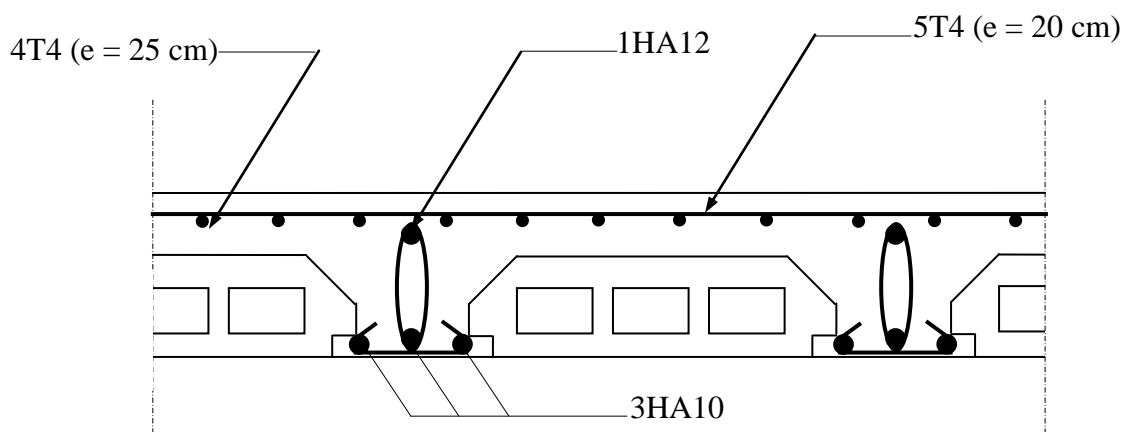
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 19720,57}{1 + (0,4 \times 0,417 \times 1,64)} = 17033,16 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,97 \times 10^6 \times (800)^2}{10 \times 10818,865 \times 17033,16 \times 10^4} = 5,46 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée

### ➤ Plan de ferrailage du plancher :



**Plan de ferrailage du plancher**

III.2 L'acrotère

III.2.1 Présentation

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il est soumis à un effort normal dû à son poids propre  $G$  et à un moment fléchissant dû à une poussée latérale  $Q$  due à la main courante engendrant ; la section de (1 m x 0,10 m) la plus dangereuse qui se situe à l'encastrement sera calculée en flexion composée.

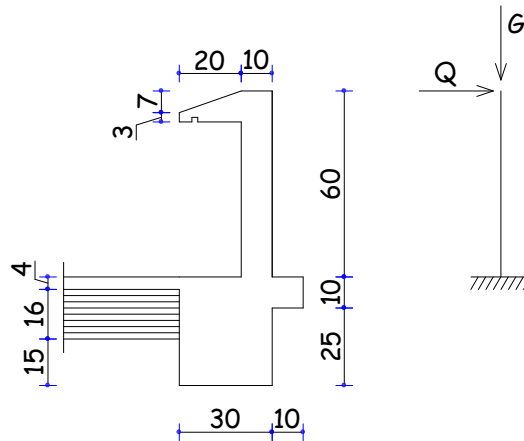
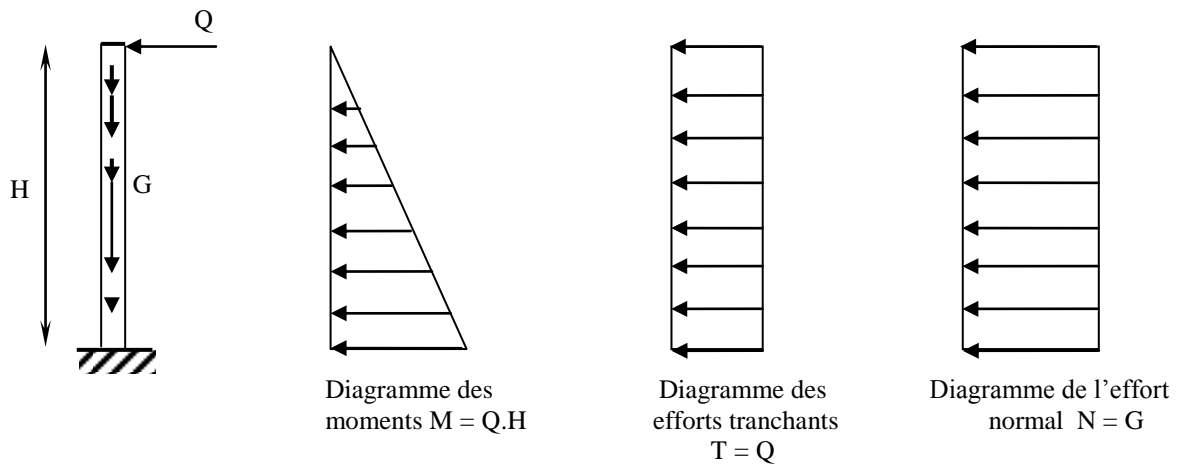


Fig.III.37. Dimensions de l'acrotère et schéma statique



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

**III-2--2 Calcul des sollicitations :**

- ❖ Effort normal du au poids propre :

$$G = S \times \rho_{\text{Béton}}$$

$$G = \left[ 0,6 \times 0,1 + 0,03 \times 0,2 + \left( \frac{0,07 \times 0,2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,825 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton

$S$  : Section transversale

- ❖ Effort horizontal :

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

- ❖ Moment de renversement  $M$  du à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

**III-2-3- Combinaison de charges :**

**a- A L'ELU :**

La combinaison est :  $1,35.G + 1,5.Q$

- ❖ Effort normal du à  $G$

$$N_u = 1,35.G = 1,35 \times 1,825 = 2,463 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 2,463 \text{ KN/ml}$$

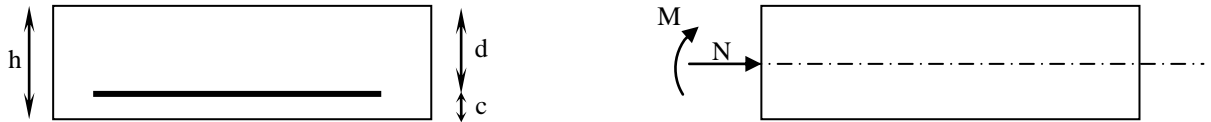
- ❖ Moment de flexion du à  $Q$  :

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

**III-2-4- Détermination du ferrillage :**

Le ferrillage est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur  $H = 10 \text{ cm}$  et de largeur  $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$  soumise à un effort normal  $N$  et un moment de renversement  $M$



$$h = 10 \text{ cm} \quad d = (h-c) = 8 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

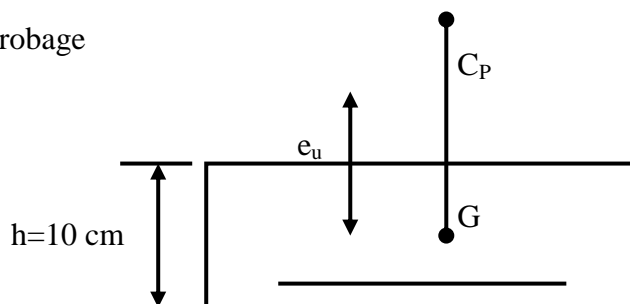
➤ **Calcul des armatures à L**

**. L'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,463} = 0,365 \text{ m.}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$ , le centre de pression est en dehors de la section et comme  $N_u$  est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

$c$  : Enrobage



**C. Calcul flexion simple :**

➤ **Moment actif**

$$M_{fu} = N_u \left[ e - \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 2,463 \left[ 0,365 - \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,825 \text{ KN}$$

➤ **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_{fu}}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{0,825 \times 10^3}{100 \times 8 \times 14,2} = 0,0368 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

➤ **Armature fictives**

$$A_{fs}^{Mf} = \frac{M_{fu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,825 \times 10^3}{0,981 \times 8 \times 348} = 0,307 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**d) Calcul en flexion composée**

➤ La section réelle des armatures

$$A_s^{Nu} = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{2,463 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,071 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{st} = A_{fs}^{Mf} - A_s^{Nu} = 0,307 - 0,071 = 0,236 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Vérification a L'ELU****❖ Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

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

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,825} = 0,328 \text{ m} = 32,8 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{32,8 - 0,455 \times 8}{32,8 - 0,185 \times 8} \right] = 0,899 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,899 \text{ cm}^2 > A_{st} \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section :  $A = A_{\min} = 0,899 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA8**  $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**❖ Armatures de répartition :**

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

Soit : **4 HA8**  $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

**❖ Vérification au cisaillement :**

La fissuration est préjudiciable donc :

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,0018 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement (condition vérifiée)

#### ❖ Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,3)

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

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

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,207 \text{ MPa}$$

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

#### Encrages des barres verticales :

Pour avoir un bon encrage droit il faut mettre en œuvre un ancrage qui est définie par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  »

#### III.2.5. Etude à l'ELS

La fissuration étant préjudiciable, on doit calculer les sections d'acier, car on risque d'obtenir un section plus importante que celle calculée à l'ELU.

**A. Combinaison des charges**

$$N_s = G + Q = 1,825 + 0 = 1,825 \text{ KN}$$

$$M_s = G + Q = 0 + (1,825 \times 0,6) = 1,095 \text{ KN.m}$$

**III.2.6) vérification :****a/vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} \quad \text{Avec } K_1 = 110.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,63}{110} = 1,833 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**b. /vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 1,41}{100 \times 8} = 0,17625.$$

$$\rho_1 = 0,17625 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,9315 \rightarrow K_1 = 58.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,9315 \times 0,08 \times 1,41 \times 10^{-4}} = 57,1 . 10^6 \text{ Pa.}$$

$$\sigma_s = 57,1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

(Condition vérifiée.)

**c. /vérification au cisaillement :**

Les vérifications sont effectuées à l'E.L.U.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \quad \text{Avec : } \begin{aligned} v_u &= 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kn.} \\ b &= 1 \text{ m} \\ d &= 0,08 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,01875 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

**d. /vérification au séisme :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques à base de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{art 6.2.3.R.P.A.99})$$

Avec A : coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,15.$$

$C_p$  : Facteur de force horizontale.

$$C_p = 0,8.$$

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 1,81kn.$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,81 = 0,8688kn.$$

$$F_p = 0,8688kn < Q = 1kn.$$

Donc l'acrotère est vérifié contre le séisme.

### III.2.7. Le plan de ferrailage de l'acrotère

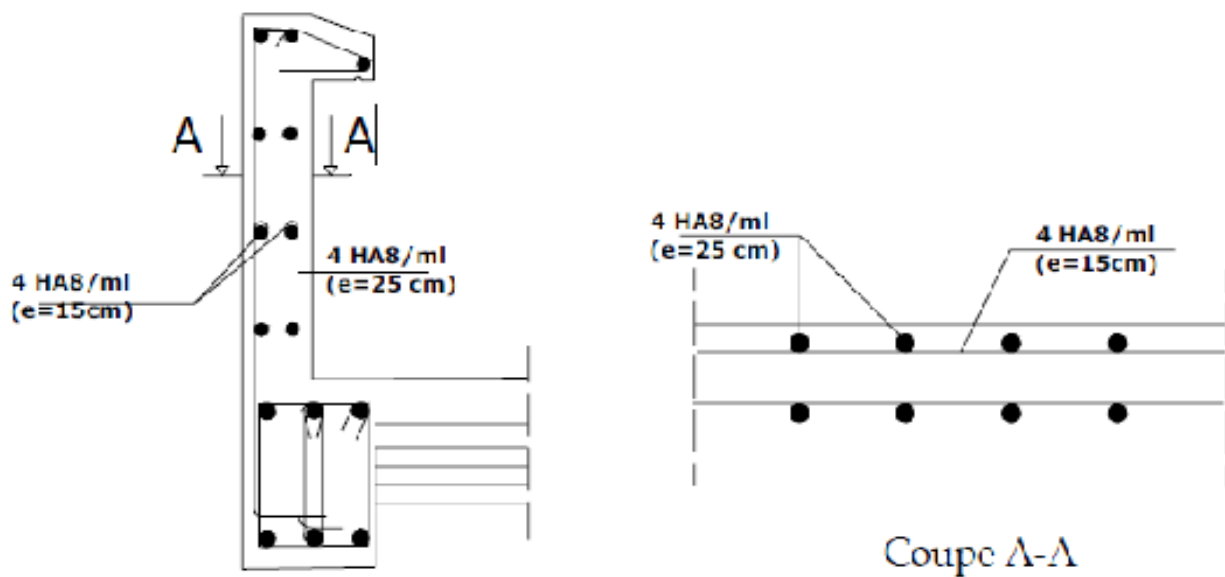


Figure III.1.2 : Plan de ferrailage de l'acrotère

### III.6. Les dalles pleines

#### III.6.1. Les balcons

Nous avons des balcons qui ont une même portée mais qui diffèrent du point de vue chargement, donc nous allons considérer le plus chargé à étudier, puis on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\ell}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.}$$

On adopte  $e = 15 \text{ cm.}$

#### B. Détermination des charges

##### a) Charges et surcharges :

Charges permanentes :

- Revêtements carrelages :  $G=0.44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) :  $G= 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Couche de sable (3cm) :  $G = 0, 54 \text{ KN/m}^2$
- la dalle pleine (15cm) :  $G= 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Enduit plâtre : (2cm) :  $G=0,2 \text{ KN/m}^2$

---


$$G1 = 5,37 \text{ KN/m}^2$$

##### •b) Charge concentrée:

Poids propre de garde-corps (brique pleine):  $G2= 2 \text{ KN/ml}$

$$Q2=1\text{KN}$$

C) Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 1\text{m} = 3.5 \text{ KN/m}$

#### III-4-5) Combinaisons des charges :

##### a) Combinaisons de charge à l'E L U :

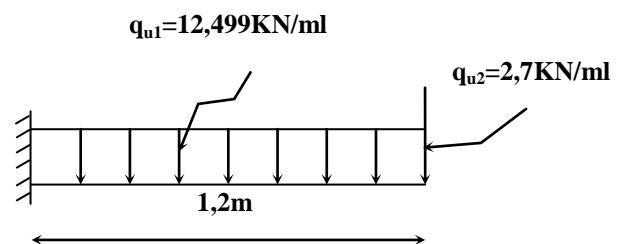
✚ Pour la dalle :  $qu = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m}$

$$qu = (1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 3,5)$$

$$qu1 = 12,499 \text{ KN/m}$$

✚ Garde du corps :  $Gu2 = 1,35 \times 2 = 2,7 \text{ KN/ml}$

$$Qu2 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$$



**b) Combinaison de charge à l'ELS :**

✚ La dalle :  $q_s = Q + G$

$$q_s = 5,37 + 3,5$$

$$q_s = 8,87 \text{ KN/m}$$

✚ Garde du corps :  $g_s = 2 \text{ KN/ml}$

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/ml}$$

**III-4-6) Ferrailage**

**Calcul des moments:**

**1-Calcul à l'ELU :**

➤ **Le moment provoqué par la charge :**

$$M_{qu} = q_u \cdot l^2 / 2 = 12,499 \times (1,2)^2 / 2 = 8,999 \text{ KN} \cdot \text{m} \longrightarrow M_{qu} = 8,999 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Moment provoqué par Garde-Corps: ( $M_{tGC}$ )**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{gu2} = G_u \cdot L = 2,7 \cdot (1,2) = 3,24 \text{ KN} \cdot \text{M} \\ M_{qu2} = Q_u \cdot H = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right. \longrightarrow M_{tGC} = M_{gu2} + M_{qu2} = 3,24 + 1,5 = 4,74$$

➤ **Moment total:**  $M_u = M_{qu} + M_{tGC} = 8,999 + 4,74 = 13,739 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_u = 13,739 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**2-Calcul à l'ELS :**

➤ **Le moment provoqué par la charge :**

$$M_{qs} = q_s \cdot l^2 / 2 = 8,87 \times (1,2)^2 / 2 = 6,386 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Moment provoqué par Garde-Corps:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{gs} = g_s \cdot L = 2 \cdot (1,2) = 2,4 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{s2} = q_{s2} \cdot H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tGC} = 2,4 + 1 = 3,4 \\ M_{tGC} = 3,4 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

➤ **Moment total:**  $M_s = M_{qs} + M_{tGC} = 6,386 + 3,4 = 9,786 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_s = 9,786 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**C.3. Calcul des armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.739 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,057 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA D'où Asc=0}$$

Pour  $\mu = 0,057 \Rightarrow \beta = 0,975$

**Avec :**

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.739 \times 10^5}{0,975 \times 13 \times 34800} = 3.11 \text{ cm}^2,$$

$$A_{st} = 3.11 \text{ cm}^2$$

On adopt 5HA12  $\rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$ ,  $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopt 4HA8  $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ ,  $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

**III-6-4-1-Vérifications à l'ELU :****1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm} > A_{min} = 1,57 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

Il faut vérifier :

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

**Avec :**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

$$V_u = 12,499 \times 1,2 + 2,7 = 17,698 \text{ KN}$$

$$V_u = 17,698 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\sum U_i = 157 \text{ mm}$$

**Avec :**

$$\psi = 1.5 \text{ (acier en HA).}$$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,698 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 0.963 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

(Pas de risque d'entrainement des barres)

**3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,698 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,136 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

#### 4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

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.

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

#### Calcul de $\tau_{su}$ :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}.$$

$$L_s = \frac{g \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ } \emptyset \text{ cm}$$

Le BAEL propose  $L_s = 40$  On prend  $= 40 \text{ } \emptyset \text{ cm}$

#### 5) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

##### ➤ Armatures principales :

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{ 3h ; 33 \} = 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

#### III-6-4-2-Vérification à l'ELS :

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

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  .
- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  .

**a) Dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

**Avec :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6 , 201,63 \right\}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434.$$

$$\rho_1 = 0,434 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,900 \quad ; \quad \alpha = 0,3 \quad ; \quad K = 35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{9,78 \times 10^3}{0,90 \times 13 \times 5,65} = 147,94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 147,94 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 147,94 \text{ Mpa.} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

H. Plan de ferrailage des balcons :

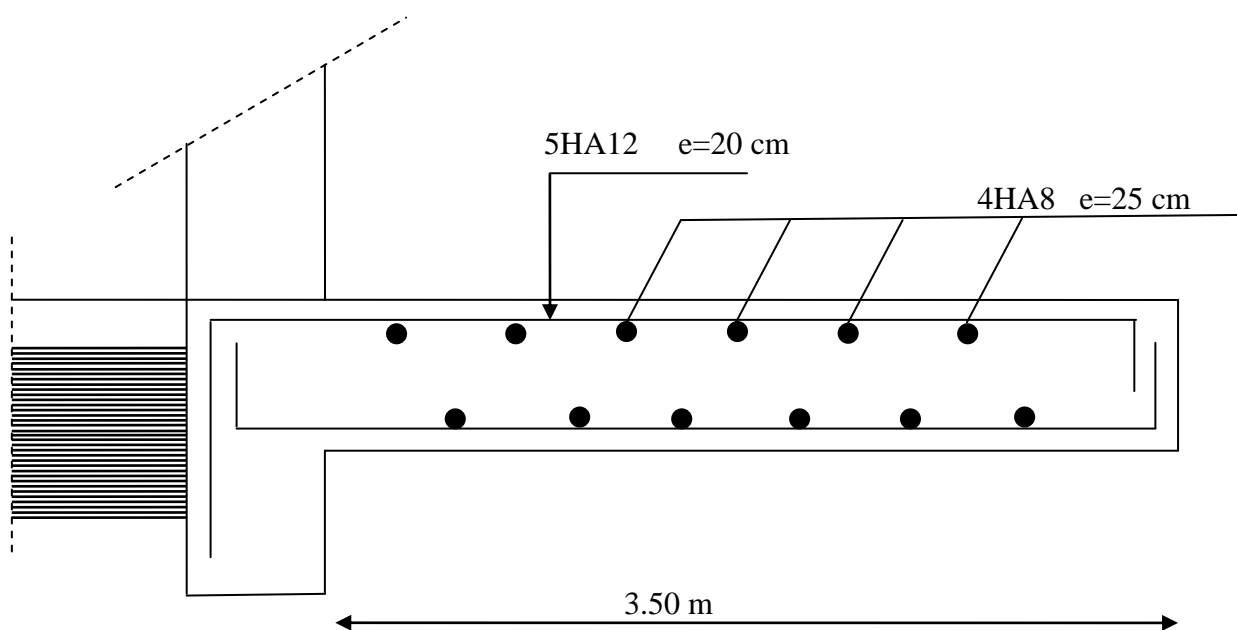


Figure III.5 : Ferrailage du balcon

**III.1.D) : Calcul de la dalle pleine de la salle machine :****1. Introduction :**

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes et des charges vers les différents étages d'un immeuble ; il est souvent muni d'un dispositif de sécurité.

**Il est constitué essentiellement des éléments suivants :**

- **La cabine** : c'est la partie destinée au transport des usagers.
- **Les câbles** : La cabine et le contrepoids sont suspendus par des câbles mus par le treuil.
- **Le contrepoids** : c'est la masse qui contrebalance le poids de la cabine et une partie de la charge.
- **Le treuil** : c'est l'organe qui constitue le système d'entraînement et qui comprend
  - un moteur électrique, un système de freinage et un régulateur de vitesse.
- **L'étrier** : c'est un cadre métallique dans lequel est fixée la cabine. Il est attaché aux organes de suspension et guidé au moyen de coulisseaux.
- **Le parachute** : organe fixé à l'étrier qui permet, en cas de rupture de la suspension ou de vitesse excessive, de bloquer la cabine.
- **La gaine** : espace clos où se déplace la cabine et le contrepoids.

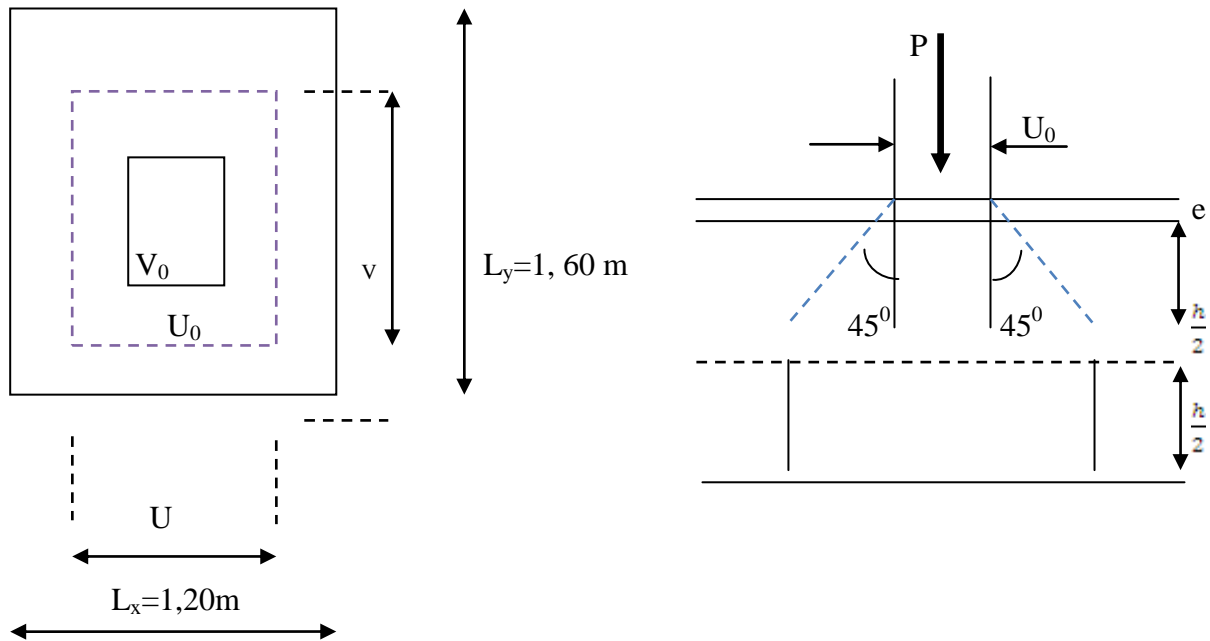
**2) Étude de la salle machine :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur, la surface de la cabine est de (1,20 x 1,60) m<sup>2</sup> et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonne

**3) Calcul de la dalle pleine du local machine :**

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de Pigeaud.

NB : le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$  ; on adopte une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$ .



**4) dimensionnement :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{1.60}{30} = 0,533\text{m}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12 cm, on opte pour  $e_p = 15\text{ cm}$

Épaisseur du revêtement :  $e=5\text{cm}$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{160} = 0,75 \rightarrow 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,75 \leq 1.$$

La dalle travail dans les deux sens.

$$\begin{cases} u = u_0 + k e + h_0 \\ v = v_0 + k e + h_0 \end{cases}$$

$h_0$  : épaisseur de la dalle

Avec :  $K=2$  pour un revêtement en béton

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

**5) Les moments dus au système de  $M_x1$   $M_y1$  :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

à L'ELS

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0,2 \\ V = 0 \end{cases} \text{ à l'ELU}$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) et ( $V/L_y$ ) dans les abaques de PIGEAUD.

**a) Calcul des efforts :**

A partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,75$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0,875 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,063 \\ M_2 = 0,042 \end{cases}$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{160} = 0,656$$

**❖ Moments dus au poids propre :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.} \end{cases}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$q$  : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

**• Etat limite ultime (ELU) :  $\nu = 0$**

$$\rho = 0,75 \rightarrow \mu_x = 0,0622 \text{ et } \mu_y = 0,509$$

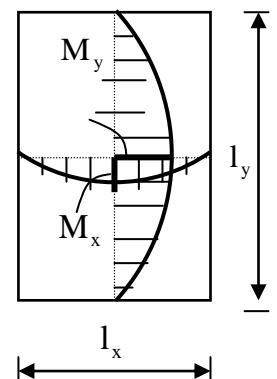
Poids de la dalle :  $G = (25 \times 0,15) \times 1 \text{ ml} = 3,75 \text{ KN/ml}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{ux1} = 0,0622 \times 6,562 \times (2)^2 = 0,58779 \text{ KN.m} \\ M_{uy1} = 0,509 \times 0,58779 = 0,299 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\begin{cases} M_{ux1} = 0,58779 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{uy1} = 0,299 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**  $\nu = 0.2$

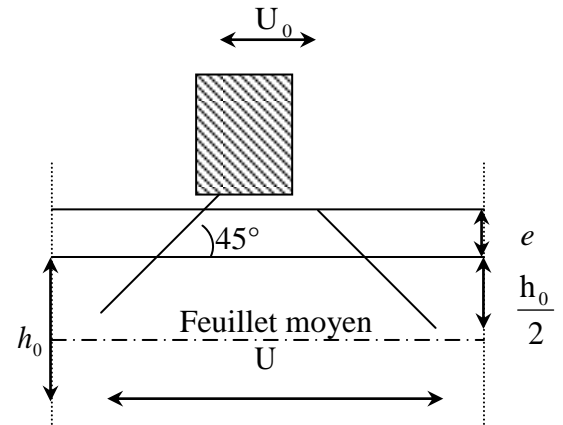
$$\rho = 0.75 \rightarrow \mu_x = 0.0685 \text{ et } \mu_y = 0.644$$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0,0685 \times (4,75) \times (2) = 0,468 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{sy1} = 0,644 \times 0,468 = 0,3017 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0,468 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{sy1} = 0,3017 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



**b) Evaluation du moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage**

$$\begin{cases} M_{x2} = p_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = p_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

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

- **Etat limite ultime (ELU) :**  $\nu = 0$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,063 = 7,654 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad M_{ux2} = 7,654 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,042 = 5,103 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad M_{uy2} = 5,103 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**  $\nu = 0.2$

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,063 + 0,2 \times 0,042) = 6,426 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 90 \times (0,042 + 0,2 \times 0,063) = 4,914 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{cases} M_{sx2} = 6,426 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{sy2} = 4,914 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**b) Superposition des moments:**

➤ **a ELU :**

$$\begin{aligned} M_{u_x} &= M_{ux1} + M_{ux2} = 0,58779 + 7,654 = 8,241 \text{ KN.m} \\ M_{u_y} &= M_{uy1} + M_{uy2} = 0,299 + 5,103 = 5,402 \text{ KN.m} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{u_x} = 8,241 \text{ KN.m} \\ M_{u_y} = 5,402 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **ELS**

$$\begin{aligned} M_{sx} &= M_{sx1} + M_{sx2} = 0,468 + 6,426 = 6,894 \text{ KN.m} \\ M_{sy} &= M_{sy1} + M_{sy2} = 0,3017 + 4,914 = 5,215 \text{ KN.m} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{sx} = 6,894 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 5,215 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.7

• **En travée :**

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,241 = 7,004 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5,402 = 4,591 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**En appuis :**

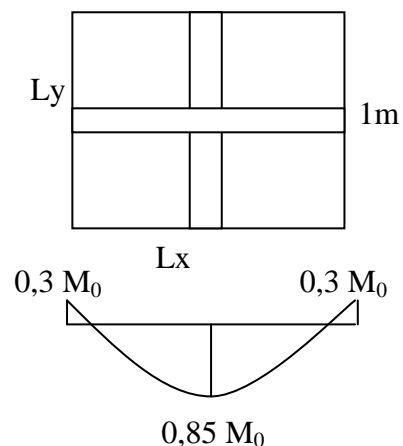
$$\begin{aligned} M_x^a &= 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,241 = 2,472 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0,3 \times M_y = 0,3 \times 5,402 = 1,620 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**III-6-4) Ferrailage :**

Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1m de largeur.

**Sens x-x :**

➤ **Aux appuis :**



$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,241 = 2,472 \text{ KN.m}$$

$$d = h_f - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

avec :  $c = 2$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,472 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0103 < \mu_R = 0,392$$

$$\mu_b = 0,0103 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,472 \times 10^3}{0,995 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 0,549 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2$        $S_t = 17 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 8,241 = 7,004 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{7,004 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,029 \rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A_s = \frac{7,004 \times 10^3}{0,9855 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$        $S_t = 17 \text{ cm}$

**2) Dans le sens de la petite portée : y-y**

• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0,85 \times 5,402 = 4,591 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{4,591 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_x = 0,019 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_x = \frac{4,591 \times 10^3}{0,990 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,025 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$      $S_t = 17 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$$M_{u,y} = 0,3 \times 5,402 = 1,620 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{1,620 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0067 < \mu_x = 0,392 \text{ cm}$$

$$\mu_x = 0,0067 \rightarrow \beta = 0,9965$$

$$A_x = \frac{1,620 \times 10^3}{0,9965 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2$      $S_t = 17 \text{ cm}$

➤ **Résumé des résultats**

Zone	Sens	Mu(KN.m)	$\mu$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement
En travée	X-X	7,004	0,029	0,9855	1,57	6HA10=4,71	17 cm
Sur appuis	X-X	2,472	0,0103	0,995	0,549	6HA8=3.02	17 cm
En travée	Y-Y	4,591	0,019	0,990	1,025	6HA10=4,71	17 cm
Sur appuis	Y-Y	1,620	0,0067	0,9965	0,36	6HA8=3.02	17 cm

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

**A) Espacements des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Direction principale :**

$$St \leq \min \{4h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 17 \text{ cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \checkmark$$

➤ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 17 \text{ cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \checkmark$$

**B) Diamètre maximal des barres :**

$$\phi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\phi_{\text{MAX}} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \checkmark$$

**C) Condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas,  $W_0 = 0,8\text{‰}$

➤ **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.75)/2 = 0.0009.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.0009 \times 100 \times 15 = \mathbf{0,45 \text{ cm}^2} < \mathbf{4,71 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots\dots\dots \checkmark$$

➤ **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2$$

$$\frac{A_y}{b \times h} \geq 0.0008 \times (3 - 0.75)/2 = 0.0018$$

$$A_y \geq 0,0018 \times 100 \times 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots\dots\dots \checkmark$$

**D) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

**Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times \underbrace{V}} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

**Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times \underbrace{U+V}} = \frac{121.5}{2 \times \underbrace{1.05+1.05}} = 28.93 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.296 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$

**E) Condition de non poinçonnement :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

Uc = 2 × (U+V) = 4,2 m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

**A.N:**  $0.045 \times 4,2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 472,5 \text{ KN} \geq 121.5 \text{ KN.}$

**Qu < 472,5 KN**

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

**Vérification à l'état limite de service : ELS**

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

**En travée :**

○

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6,894 = 5,86 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5,215 = 4,43 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

○

**En appuis :**

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0.3 \times M_x = 0.3 \times 6,894 = 2,068 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0.3 \times M_y = 0.3 \times 5,215 = 1,564 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**d) Ferrailage de la dalle :**

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

**En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 6,894 = 5,86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5,86 \times 10^5}{100 \times 132 \times 40000} = 0,00086 \text{ KN.} \rightarrow \beta_s = 0.949$$

$$A_s = \frac{5,86 \times 10^5}{0,949 \times 13 \times 40000} = 1,187 \text{ m}^2 \quad A_s = 1,187 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

On adopté 5HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup>

**Aux appuis :**

$$M_s = -2,068 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,068 \times 10^5}{100 \times 132 \times 40000} = 0,00031 \longrightarrow \beta_s = 0.969$$

$$A_s = \frac{2,068 \times 10^5}{0,969 \times 13 \times 40000} = 0,41 \longrightarrow cv \quad A_s = 0,41 \text{ cm}^2$$

➤ Dans le sens de la grande portée :

En travée :

$$M_y = 4,43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4,43 \times 10^5}{100 \times 132 \times 40000} = 0,00065 \longrightarrow \beta_s = 0.9555$$

$$A_s = \frac{4,43 \times 10^5}{0,9555 \times 13 \times 40000} = 0,89 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

Aux appuis :

$$M_s = -1.564 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,564 \times 10^5}{100 \times 13 \times 40000} = 0,00023 \longrightarrow \beta_s = 0.973$$

$$A_s = \frac{1,564 \times 10^5}{0,973 \times 13 \times 40000} = 0,31 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On adopté 5HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

### III.2.7. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X:

✓ Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,472}{2,068} = 1,195$$

$$u_u = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1,195-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3347 > \alpha = 0,0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7,004}{5,86} = 1,195$$

$$u_u = 0,029 \rightarrow \alpha = 0,196$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1,195-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,347 > \alpha = 0,196 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens Y-Y:**

✓ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,620}{1,564} = 1,036$$

$$u_u = 0,0067 \rightarrow \alpha = 0,0088$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1,036-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,268 > \alpha = 0,0088 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,591}{4,43} = 1,036$$

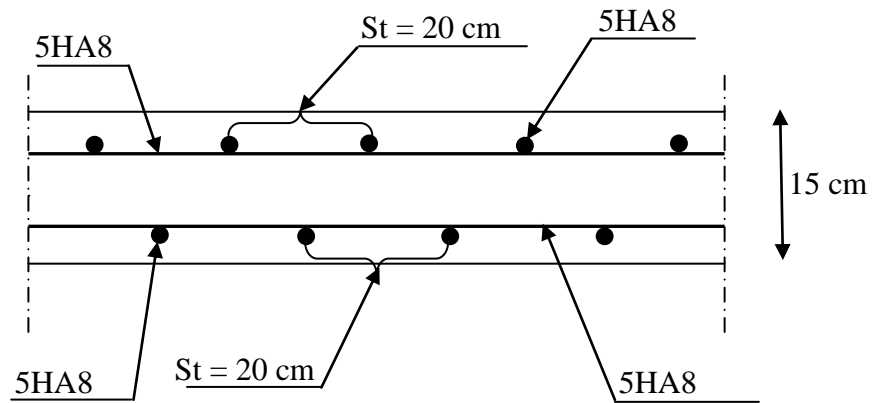
$$u_u = 0,019 \rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1,036-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,268 > \alpha = 0,026 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

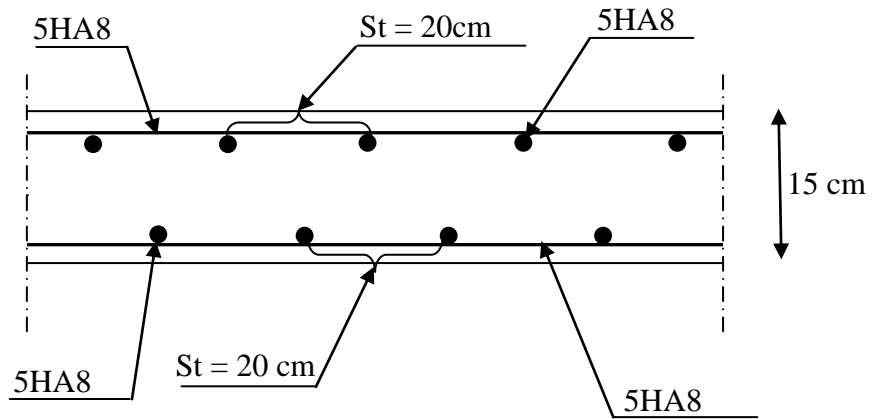
### III.6.8. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

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

Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine



Sens x-x



Sens y-y

**V. Présentation de l'ETABS****V.1 : Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses; pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail Plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

**V.2 : Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

**V.3 : Description du logiciel ETABS.**

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge

automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

**Rappel :(terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

**V.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

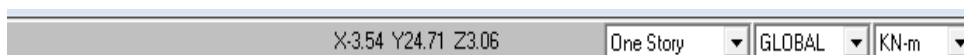
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône De l'ETABS (fig.1)

**V.5. : Etapes de modélisation :****V.5.1 : Première étape**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

**a) Choix des unités :** On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



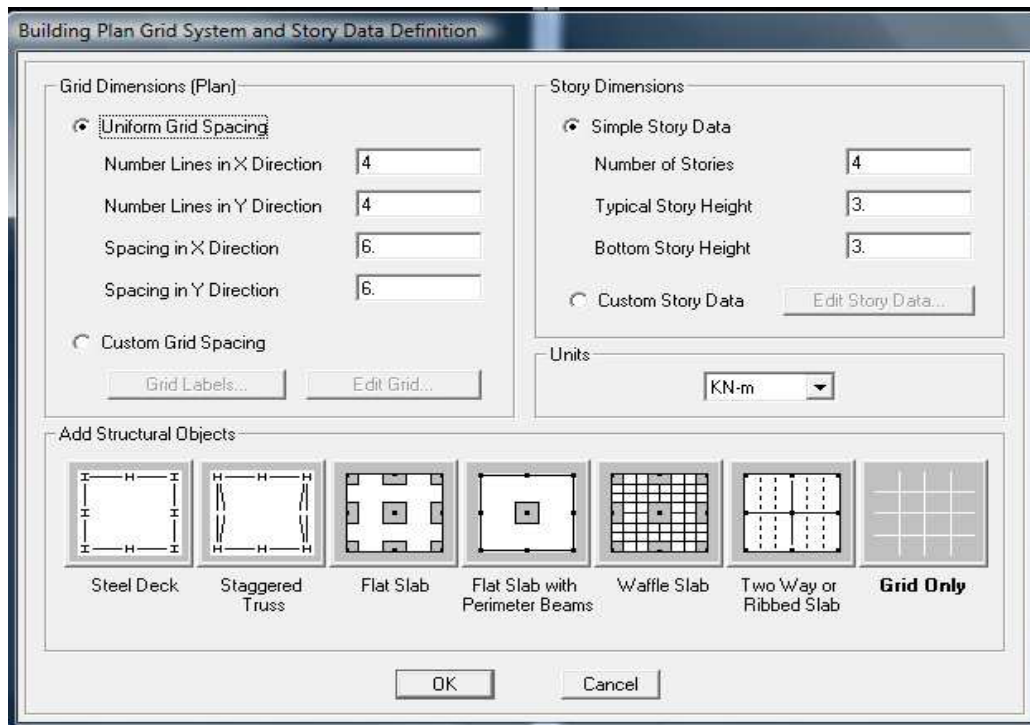
**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

**c) Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

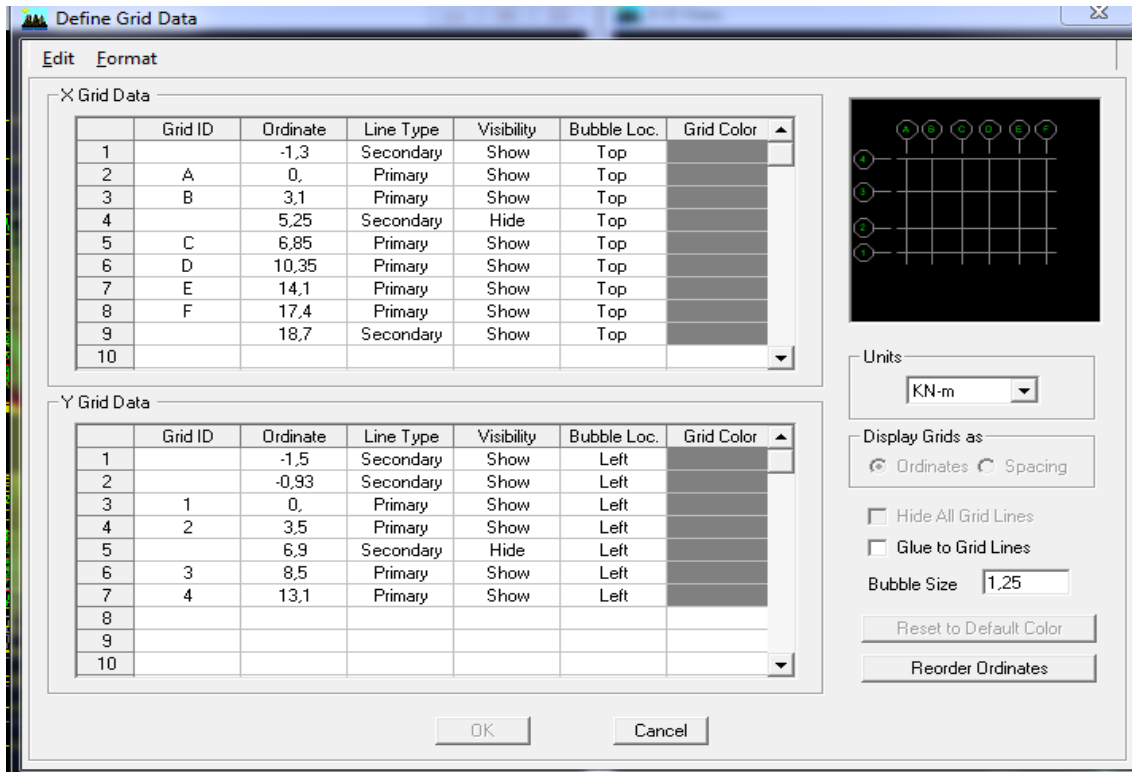
-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

**Suivant x** : -1.3, 0,3.1, 5.25, .....

**Suivant y** : -1.5,-0.93, 0, 3.5, 6,9, .....

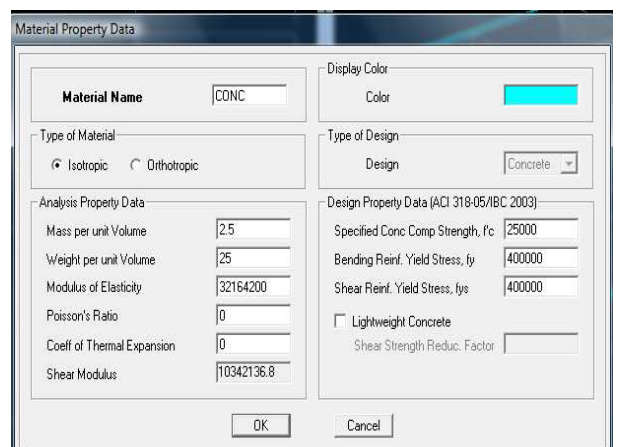
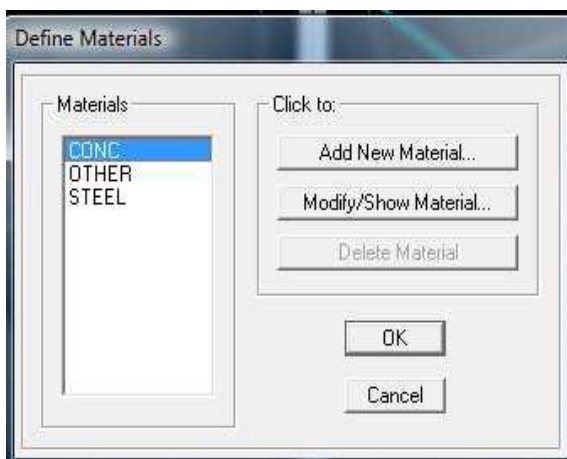
**Suivant z** : 0, 3.06, 6.12, 9.18, 12.24, .....



**V-5.2) Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

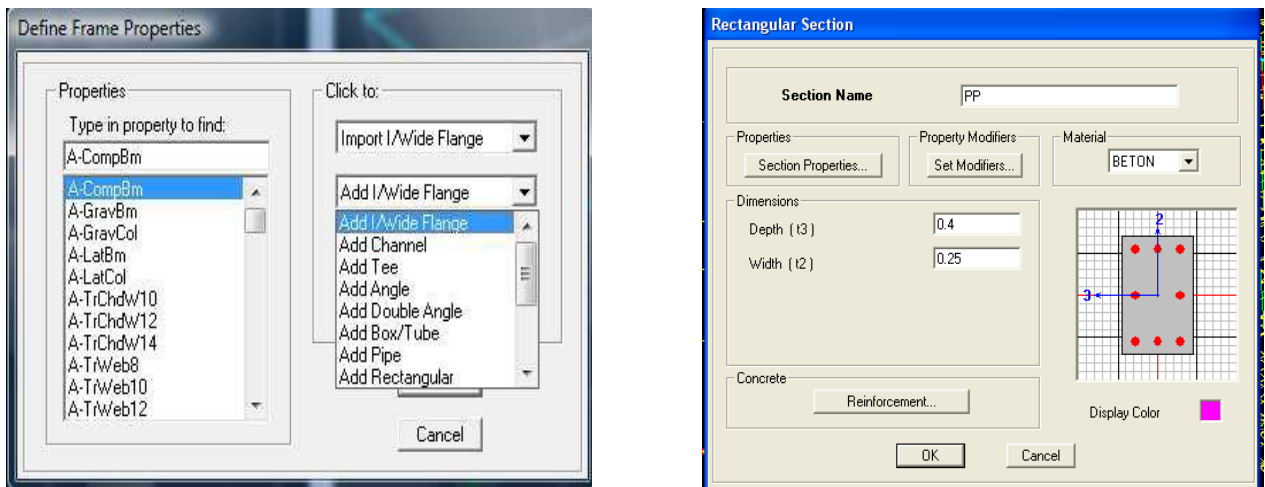


V .5.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :


Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

**Affectation des sections aux éléments des portiques :**


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris.

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titre par **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la barre visée.

-Pour tracer librement l'élément, on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le

point final, il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

**NB :** pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches




**Voiles:**



**Define –Wall/slab/deck section**

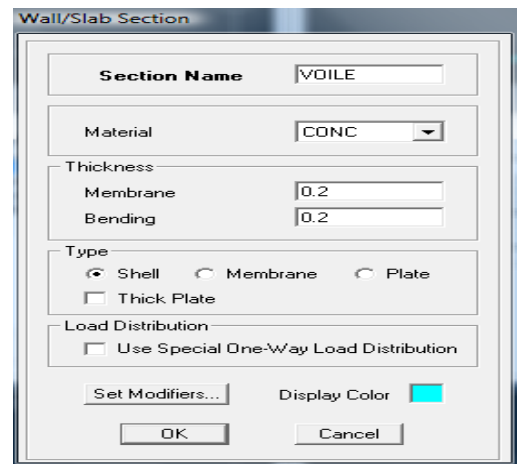
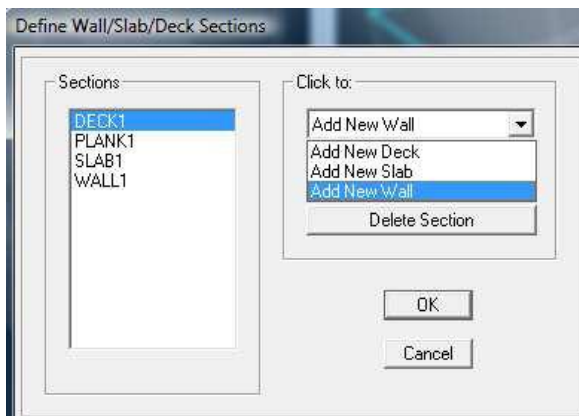
Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là ou il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

-Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit

-Pour affecter **Shell sections** au voile :  sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.



**V .5.4) Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**1) Charges statiques (G et Q):**

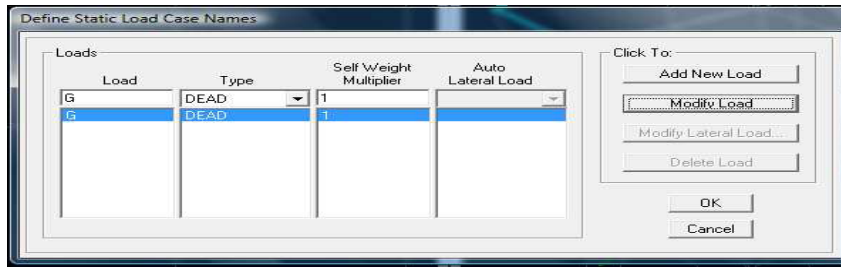
La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

➤ **Charges permanentes :**

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type :** **DEAD** (permanente)

**Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1**

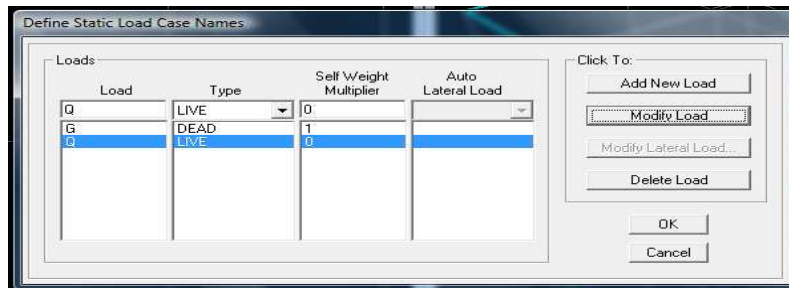


➤ **Surcharges d'exploitation :**

**Load Name (Nom de la charge): Q**

**Type : LIVE (exploitation)**

**Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0**



**2) Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

**Zone : IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

**Coeff comportement : Portiques contreventés par des voiles**

**Remplissage : Dense** (Cloisons en maçonnerie)

**Site : S3**

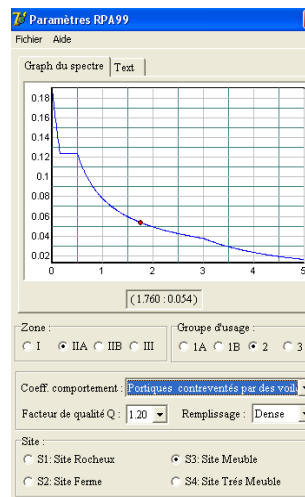
**Facteur de qualité (Q):**

**Q=1.2**

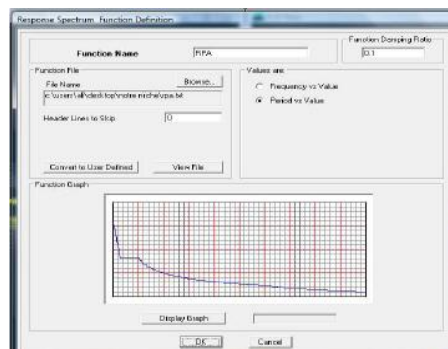


-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone. **Rpa2003.exe**

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** .



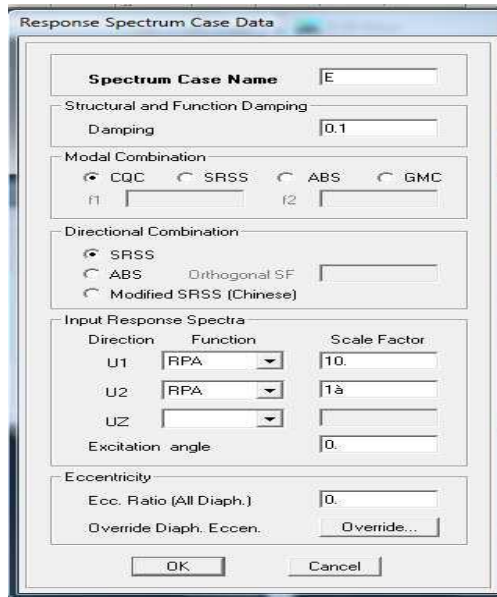
- Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :  
**Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file**



**Function Name** (nom du spectre): **RPA** .

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

**Define**→ **Responses spectrum cases** →**Add New Spectrum**

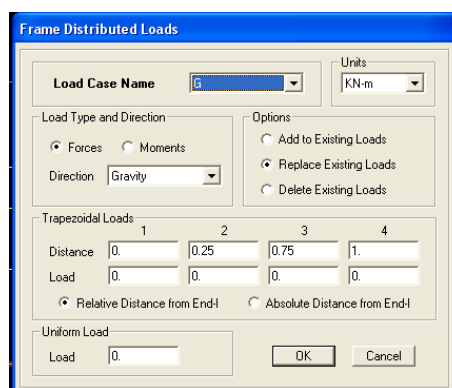


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (**U1** et **U2**).

**IV .5.5) 5ème étape :** chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

**Assign** → **Frame/line loads** → **Distributed** 



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

**V.5.6) 6<sup>ème</sup> étape :** Introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

**ELU :**  $1.35G+1.5Q$

**ELS :**  $G+Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

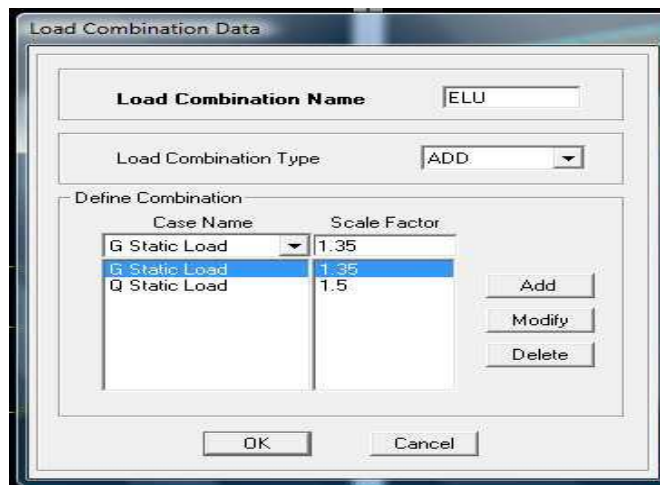
**GQE :**  $G+Q\pm E$

**08GE :**  $0.8G\pm E$

**GQ12E :**  $G+Q\pm 1.2E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define → load Combinations → Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

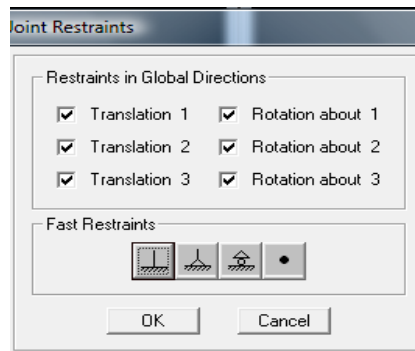
**V.5.7) 7<sup>ème</sup> étape :** Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **RDC** puis on clique sur :

**Assign → Joint/point → Restraints**



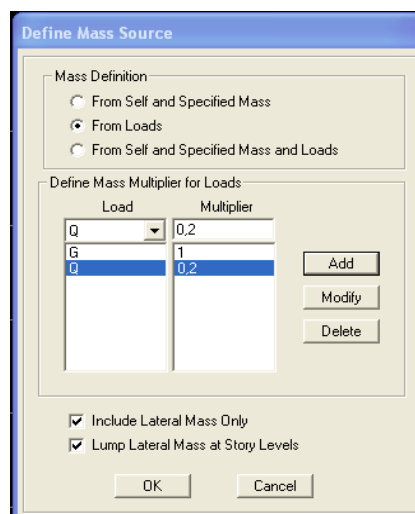
➤ **Mass- Source :**

**Define Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

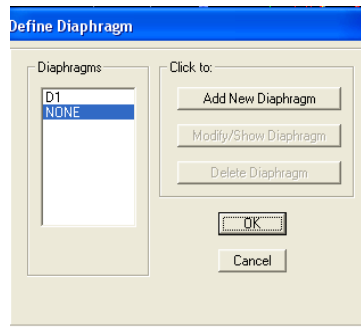


➤ **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

#### IV.5.8) 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats.

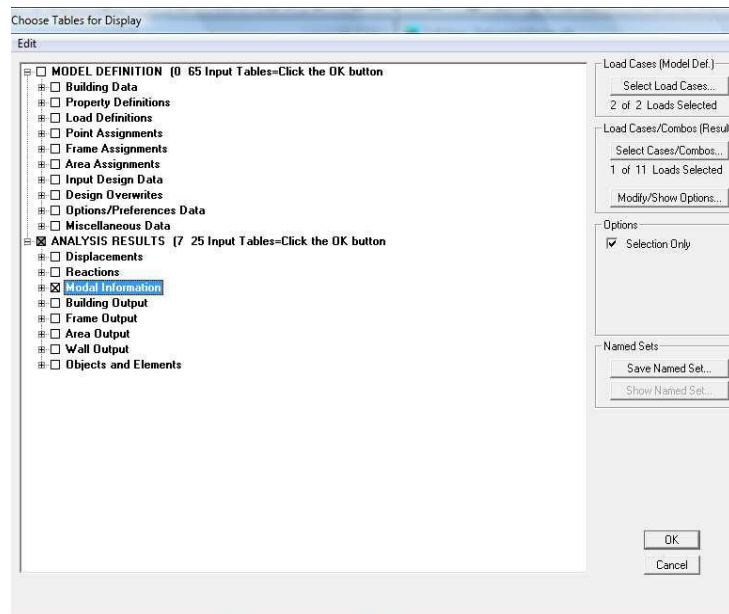
##### Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

##### Visualisation des résultats :

##### ➤ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



##### Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

**Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

**Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

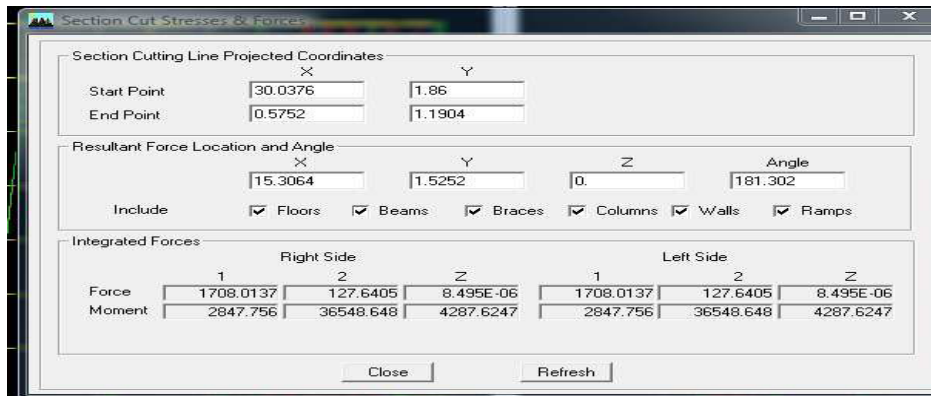
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



**Remarque :**

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles. **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure

**IV.1. Introduction :**

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- a. des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b. du système porteurs « poteaux- poutres » formant portiques d'étages,
- c. des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- d. dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends .pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003(Art 3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement .Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive ».

**IV.2 Inertie des voiles :**

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

**a) Les refends longitudinaux :**

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{e l^3}{12} \\ I_x &= \frac{l e^3}{12} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

**b) Les refends transversaux :**

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{e l^3}{12} \\ I_y &= \frac{l e^3}{12} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

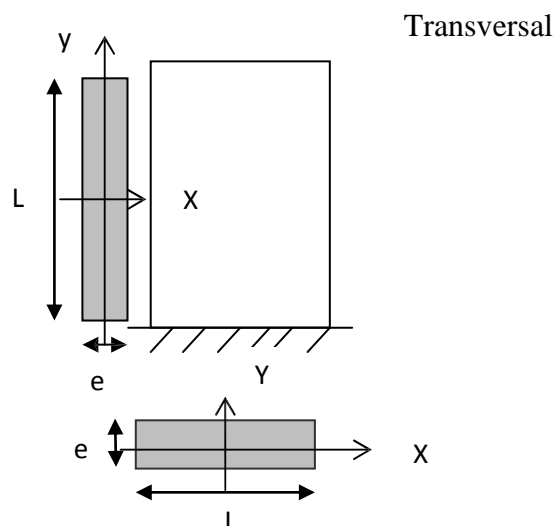


Fig. IV.1) Vue en plan et en coupe des refends

**Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

- **Tableau IV-1) Inertie des voiles ( y-y)**

Niveaux	L(m)	ep(m)	Iy	N <sup>bre</sup> de voiles	Total Iy (m <sup>4</sup> )
V5	4.80	0,20	1,84	44	80,96
V6	3,25	0,20	0,57	22	12,586
V8	2.40	0.20	0.23	22	5.06
			<b>2.64</b>	Somme	98.60

**Tableau IV-2) Inertie des voiles( X-X)**

Niveaux	L(m)	ep(m)	Ix	N <sup>bre</sup> de voiles	Total Ix(m <sup>4</sup> )
V4	3,5	0,20	0.71	22	15.62
V1	1	0,20	0.016	44	0,704
V2	1,30	0,20	0.036	44	1,584
V7	2,20	0,20	0.177	22	3,894
V3	1.40	0.20	0.548	11	6.036
			1.487		27.83

**Interaction voiles-portiques :**

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à  $1 \text{ m}^2$ , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

**IV.3.1. Calcule de l'inertie fictive :**

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

**Avec :**  $I_{ei}$  : Inertie fictive du portique au niveau n.

$f_i$  : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$  : Déplacement du portique au niveau n

**a) Calcul des flèches dans les refends :**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie  $I=1 \text{ m}^4$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

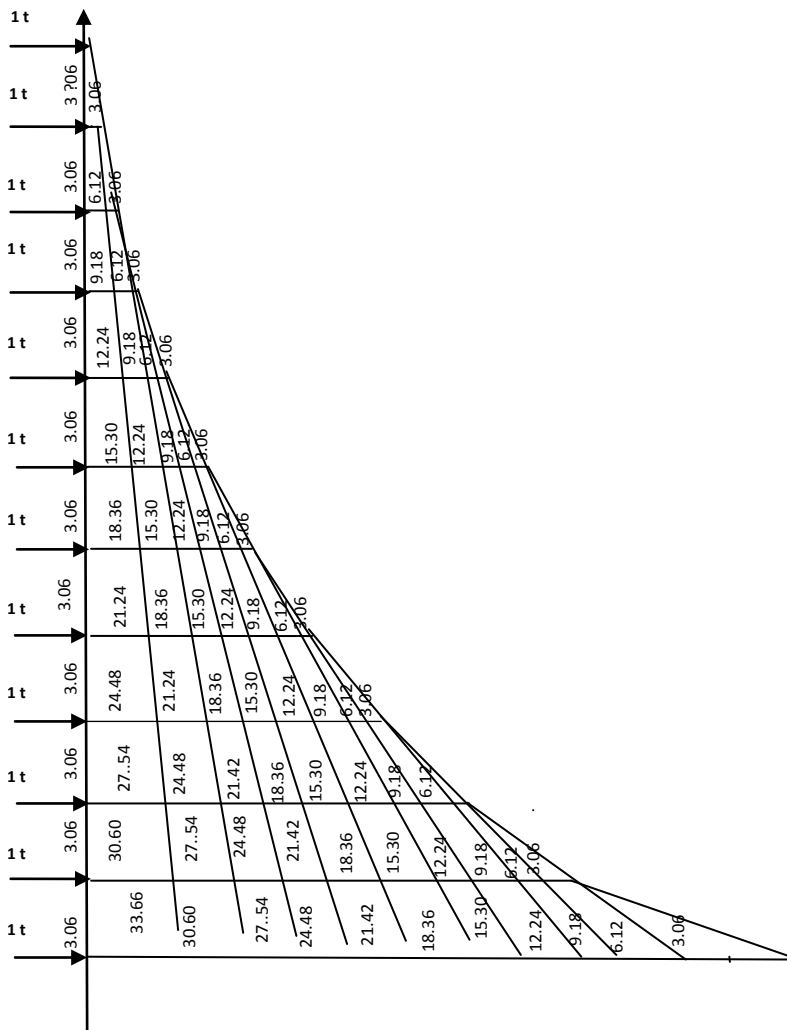
**Avec :**  $S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

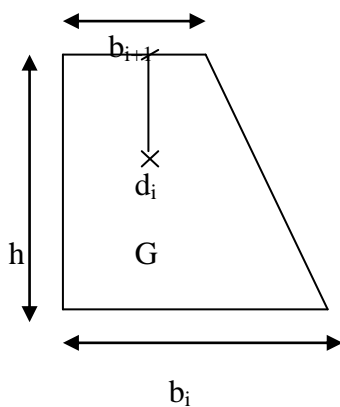
Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :  $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$



**Fig VI-4 : Diagramme des moments**



Le tableau suivant donne les aires (Si) et la position du centre de gravité (di) :

Tableau IV-3) Calcul de la flèche :

	H	b	B	Si	di
10	3,06	64,26	85,68	229,408	1,603
9	3,06	85,68	110,16	299,635	1,594
8	3,06	110,16	137,7	379,226	1,587
7	3,06	137,7	168,3	468,180	1,581
6	3,06	168,3	201,96	566,498	1,576
5	3,06	201,96	238,68	674,179	1,573
4	3,06	238,68	278,46	791,224	1,569
3	3,06	278,46	321,3	917,633	1,566
2	3,06	321,3	367,2	1053,405	1,564
1	3,06	367,2	416,16	1198,541	1,562
RDC	3,06	416,16	468,18	1353,040	1,560

Nous aurons donc :

$$f_{RDC} = \frac{1353,04 \times 1,56}{EI}$$

$$f_1 = \frac{1353,04 \times 4,62 + 1198,541 \times 1,562}{EI}$$

$$f_2 = \frac{1353,04 \times 7,68 + 1198,541 \times 4,622 + 1053,405 \times 1,564}{EI}$$

$$f_3 = \frac{1353,04 \times 10,74 + 1198,541 \times 7,682 + 1053,405 \times 4,624 + 917,633 \times 1,566}{EI}$$

$$f_4 = \frac{1353,04 \times 13,8 + 1198,541 \times 10,742 + 1053,405 \times 7,684 + 917,633 \times 4,626 + 791,224 \times 1,569}{EI}$$

On répète l'opération jusqu'au dernier niveau ; on obtient les résultats suivants

$$f_{RDC} = \frac{2110,742}{EI}$$

$$f_5 = \frac{62448,287}{EI}$$

$$f_9 = \frac{147664,084}{EI}$$

$$f_1 = \frac{8123,166}{EI}$$

$$f_6 = \frac{81664,435}{EI}$$

$$f_{10} = \frac{171598,602}{EI}$$

$$f_2 = \frac{17578,529}{EI}$$

$$f_7 = \frac{102461,459}{EI}$$

$$f_3 = \frac{30046,799}{EI}$$

$$f_8 = \frac{124552,753}{EI}$$

$$f_4 = \frac{45127,444}{EI}$$

**Calcul des déplacements des portiques :**

**Le déplacement de chaque niveau :**

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

**Avec :**

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \Sigma 2_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

**Le déplacement des portiques au niveau « i » :**

$$\Delta_i = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

**La rotation d'un poteau encastré à la base au 1<sup>er</sup> niveau :**

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

**La rotation d'un poteau des étages courants :**

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

**Avec :**

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

$T_n$  : est donnée par la (figure Fig. IV.4).  $T_n$  en (t).

$$K_{tn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L_n}$$

$$K_{pn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

$h_n$  : Hauteur d'étage.

$L_n$  : : Portée libre de la poutre

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

***K des poutres sens X-X***

Etage s		b cm	h cm	I cm <sup>4</sup>	L0 cm	epot	L' cm	hpoutre cm	Lc cm	k cm <sup>3</sup>
	A-B	30	35	107187,50	300	30	270	35	287,5	372,83
	B-C	30	35	107187,50	350	30	320	35	337,5	317,59
9,1	C-D	30	35	107187,50	380	30	350	35	367,5	291,67
	D-E	30	35	107187,50	350	30	320	35	337,5	317,59
	E-F	30	35	107187,50	300	30	270	35	287,5	372,83
	A--B	30	35	107187,50	300	35	265	35	282,5	379,42
	B--C	30	35	107187,50	350	35	315	35	332,5	322,37
	C--D	30	35	107187,50	380	35	345	35	362,5	295,69
6,7,8	D--E	30	35	107187,50	350	35	315	35	332,5	322,37
	E--F	30	35	107187,50	300	35	265	35	282,5	379,42
	A--B	30	35	107187,50	300	40	260	35	277,5	386,26
	B--C	30	35	107187,50	350	40	310	35	327,5	327,29
	C--D	30	35	107187,50	380	40	340	35	357,5	299,83
3,4,5	D--E	30	35	107187,50	350	40	310	35	327,5	327,29
	E--F	30	35	107187,50	300	40	260	35	277,5	386,26
	A--B	30	35	107187,50	300	45	255	35	272,5	393,35
	B--C	30	35	107187,50	350	45	305	35	322,5	332,36
	C--D	30	35	107187,50	380	45	335	35	352,5	304,08
RDC, 1,2	D--E	30	35	107187,50	350	45	305	35	322,5	332,36
	E--F	30	35	107187,50	300	45	255	35	272,5	393,35

***K des poutres sens Y-Y***

		b cm	h cm	I cm 4	L0 cm	ep ot	L' cm	hpoutre cm	Lc cm	k poutre cm 3
<b>9,1</b>	1--2	30	40	160000,00	480	30	450	40	470	340,43
	2--3	30	40	160000,00	480	30	450	40	470	340,43
	3--4	30	40	160000,00	400	30	370	40	390	410,26
<b>6,7,8</b>	1_2	30	40	160000,00	480	35	445	40	465	344,09
	2_3	30	40	160000,00	480	35	445	40	465	344,09
	3_4	30	40	160000,00	400	35	365	40	385	415,58
<b>3,4,5</b>	3_1	30	40	160000,00	480	40	440	40	460	347,83
	3_2	30	40	160000,00	480	40	440	40	460	347,83
	3_4	30	40	160000,00	400	40	360	40	380	421,05
<b>RDC,1,2</b>	1--2	30	40	160000,00	480	45	435	40	455	351,65
	2--3	30	40	160000,00	480	45	435	40	455	351,65
	3--4	30	40	160000,00	400	45	355	40	375	426,67

***Rigidité des portiques dans le SENS X-X***

<b>K des poteaux sens X-X</b>									
	b cm	h cm	I cm 4	he cm	hp cm	h' cm	epot cm	hc cm	k cm 3
10	30	30	67500,00	306	35	271	30	286	236,013986
9	30	30	67500,00	306	35	271	30	286	236,013986
8	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,4560947
7	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,4560947
6	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,4560947
5	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,1042383
4	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,1042383
3	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,1042383
2	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,288756
1	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,288756
RDC	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,288756

Rigidité des portiques dans le SENS Y--Y

	K des poteaux sens Y-Y							
	b cm	h cm	I cm 4	he cm	hp cm	h' cm	epot cm	k cm 3
10	30	30	67500,00	306	40	266	30	240,21
9	30	30	67500,00	306	40	266	30	240,21
8	35	35	125052,08	306	40	266	35	441,10
7	35	35	125052,08	306	40	266	35	441,10
6	35	35	125052,08	306	40	266	35	441,10
5	40	40	213333,33	306	40	266	40	745,92
4	40	40	213333,33	306	40	266	40	745,92
3	40	40	213333,33	306	40	266	40	745,92
2	45	45	341718,75	306	40	266	45	1184,47
1	45	45	341718,75	306	40	266	45	1184,47
RDC	45	45	341718,75	306	40	266	45	1184,47

Niveaux	portique	he(m)	Mn(t.m)	Mn+1(t.m)	$\sum K_{poteaux}$ m3 10-4	$\sum K_{poutres}$ M3 10-4	$E\theta_n$ t m- 2	$E\varphi_n$ Tm-2	$E\Delta_n$ kn/m	$D_n = \sum E\Delta_n$	Eif	I m4	
10	A-B	3,06	3,06	0	2,561	11,185	113,993	227,986	6976,372	396165,966	171599	0,433	0,43
	B-C	3,06	3,06	0	2,561	12,704	100,365	200,731	6142,355	430908,796		0,000	
	C-D	3,06	3,06	0	2,561	5,833	218,569	437,138	13376,421	708339,550		0,000	
	D-E	3,06	3,06	0	2,561	12,704	100,365	200,731	6142,355	365596,463		0,000	
	E-F	3,06	3,06	0	2,561	11,185	113,993	227,986	6976,372	334530,465		0,000	
9	A-B	3,06	6,12	3,06	2,561	11,185	341,979	451,022	13801,281	389189,594	147664	0,379	0,38
	B-C	3,06	6,12	3,06	2,561	12,704	301,096	397,756	12171,334	424766,441		0,000	
	C-D	3,06	6,12	3,06	2,561	5,833	655,707	866,920	26527,752	694963,130		0,000	
	D-E	3,06	6,12	3,06	2,561	12,704	301,096	397,741	12170,865	359454,108		0,000	
	E-F	3,06	6,12	3,06	2,561	11,185	341,979	451,022	13801,281	327554,093		0,000	
8	A-B	3,06	9,18	6,12	9,536	11,383	560,065	672,079	20565,622	375388,312	124553	0,332	0,33
	B-C	3,06	9,18	6,12	9,536	12,894	494,416	593,300	18154,978	412595,107		0,000	
	C-D	3,06	9,18	6,12	9,536	5,913	1078,133	1293,760	39589,063	668435,378		0,000	
	D-E	3,06	9,18	6,12	9,536	12,895	494,385	593,263	18153,852	347283,243		0,000	
	E-F	3,06	9,18	6,12	9,536	11,383	560,065	672,079	20565,622	313752,812		0,000	
7	A-B	3,06	12,24	9,18	9,536	11,383	784,092	896,106	27420,830	354822,690	102461	0,289	0,29
	B-C	3,06	12,24	9,18	9,536	12,894	692,182	791,067	24206,637	394440,129		0,000	
	C-D	3,06	12,24	9,18	9,536	5,913	1509,386	1725,014	52785,418	628846,315		0,000	
	D-E	3,06	12,24	9,18	9,536	12,895	692,139	791,018	24205,136	329129,391		0,000	
	E-F	3,06	12,24	9,18	9,536	11,383	784,092	896,106	27420,830	293187,190		0,000	
6	A-B	3,06	15,3	12,24	9,536	11,383	1008,118	1109,264	33943,483	327401,860	81664,4	0,249	0,25
	B-C	3,06	15,3	12,24	9,536	12,894	889,949	980,649	30007,859	370233,491		0,000	

	C-D	3,06	15,3	12,24	9,536	5,913	1940,639	2139,851	65479,426	576060,897		0,000	
	D-E	3,06	15,3	12,24	9,536	12,895	889,894	980,597	30006,263	304924,256		0,000	
	E-F	3,06	15,3	12,24	9,536	11,383	1008,118	1109,264	33943,483	265766,360		0,000	
5	A-B	3,06	18,36	15,3	1,613	11,587	1210,408	1320,446	40405,635	293458,377	62448,3	0,213	0,21
	B-C	3,06	18,36	15,3	1,613	13,091	1071,347	1168,742	35763,509	340225,632		0,000	
	C-D	3,06	18,36	15,3	1,613	5,996	2339,059	2551,701	78082,062	510581,470		0,000	
	D-E	3,06	18,36	15,3	1,613	13,092	1071,298	1168,689	35761,870	274917,993		0,000	
	E-F	3,06	18,36	15,3	1,613	11,587	1210,408	1320,446	40405,635	231822,877		0,000	
4	A-B	3,06	21,42	18,36	1,613	11,587	1430,482	1540,520	47139,907	253052,742	45127,4	0,178	0,18
	B-C	3,06	21,42	18,36	1,613	13,091	1266,137	1363,532	41724,094	304462,123		0,000	
	C-D	3,06	21,42	18,36	1,613	5,996	2764,343	2976,985	91095,739	432499,408		0,000	
	D-E	3,06	21,42	18,36	1,613	13,092	1266,079	1363,470	41722,182	239156,122		0,000	
	E-F	3,06	21,42	18,36	1,613	11,587	1430,482	1540,520	47139,907	191417,242		0,000	
3	A-B	3,06	24,48	21,42	1,613	11,587	1650,557	1743,711	53357,552	205912,835	30046,8	0,146	0,15
	B-C	3,06	24,48	21,42	1,613	13,091	1460,927	1545,681	47297,851	262738,029		0,000	
	C-D	3,06	24,48	21,42	1,613	5,996	3189,626	3377,004	103336,321	341403,669		0,000	
	D-E	3,06	24,48	21,42	1,613	13,092	1460,860	1545,648	47296,826	197433,941		0,000	
	E-F	3,06	24,48	21,42	1,613	11,587	1650,557	1743,672	53356,362	144277,335		0,000	
2	A-B	3,06	27,54	24,48	2,561	11,800	1836,864	1944,916	59514,425	152555,283	17578,529	0,115	0,12
	B-C	3,06	27,54	24,48	2,561	13,294	1630,435	1726,343	52826,105	215440,178		0,000	
	C-D	3,06	27,54	24,48	2,561	6,081	3564,381	3774,051	115485,958	238067,347		0,000	
	D-E	3,06	27,54	24,48	2,561	13,294	1630,435	1726,343	52826,105	150137,114		0,000	
	E-F	3,06	27,54	24,48	2,561	11,801	1836,787	1944,833	59511,903	90920,974		0,000	
1	A-B	3,06	30,6	27,54	2,561	11,800	2052,966	2033,517	62225,619	93040,858		0,000	0,083

	B-C	3,06	30,6	27,54	2,561	13,294	1822,251	3112,655	95247,253	162614,073		0,000	
	C-D	3,06	30,6	27,54	2,561	6,081	3983,720	2998,894	91766,150	122581,389		0,000	
	D-E	3,06	30,6	27,54	2,561	13,294	1822,251	2045,612	62595,721	97311,009	8123,166	0,083	
	E-F	3,06	30,6	27,54	2,561	11,801	2052,879	1026,440	31409,070	31409,070		0,000	
RDC	A-B	3,06	33,66	30,6	2,561	11,800	2269,068	1134,535	34716,759	34716,759		0,000	0,031
	B-C	3,06	33,66	30,6	2,561	13,294	2014,066	1007,034	30815,239	30815,239		0,000	
	C-D	3,06	33,66	30,6	2,561	6,081	4403,059	2201,530	67366,820	67366,820	2110,742	0,031	
	D-E	3,06	33,66	30,6	2,561	13,294	2014,066	1007,034	30815,239	30815,239		0,000	
	E-F	3,06	33,66	30,6	2,561	11,801	2268,972	1134,487	34715,288	34715,288		0,000	

Inertie fictives des portiques selon X-X

	portique	he(m)	Mn(t.m)	Mn+1(t.m)	$\sum K_{poteaux}$ m3 10-4	$\sum K_{poutres}$ M3 10-4	$E\theta_n$ t m- 2	$E\psi_n$ Tm- 2	$E\Delta_n$ kn/m	$D_n = \sum E\Delta_n$	Eif	I m4	
10	1--2	3,06	3,06	0	2,561	20,420	62,439	1120,414	34284,663	2344174,437	171599	0,073	0,073
	2--3	3,06	3,06	0	2,561	20,420	62,439	1120,414	34284,663	2353351,097		0,000	
	3--4	3,06	3,06	0	2,561	16,410	77,697	1150,929	35218,437	2040496,036		0,000	
9	1--2	3,06	6,12	3,06	2,561	20,420	187,316	2239,164	68518,413	2309889,774	147664	0,064	0,064
	2--3	3,06	6,12	3,06	2,561	20,420	187,316	2239,164	68518,413	2319066,434		0,000	
	3--4	3,06	6,12	3,06	2,561	16,410	233,090	2299,370	70360,712	2005277,599		0,000	
8	1--2	3,06	9,18	6,12	9,536	20,640	308,866	1172,860	35889,521	2241371,361	124553	0,056	0,056
	2--3	3,06	9,18	6,12	9,536	20,640	308,866	1172,860	35889,521	2250548,022		0,000	
	3--4	3,06	9,18	6,12	9,536	16,623	383,505	1262,426	38630,247	1934916,887		0,000	
7	1--2	3,06	12,24	9,18	9,536	20,640	432,413	1563,814	47852,695	2205481,840	102461	0,046	0,046
	2--3	3,06	12,24	9,18	9,536	20,640	432,413	1563,814	47852,695	2214658,500		0,000	
	3--4	3,06	12,24	9,18	9,536	16,623	536,907	1683,235	51506,996	1896286,640		0,000	
6	1--2	3,06	15,3	12,24	9,536	20,640	555,959	1951,026	59701,392	2157629,145	81664,4	0,038	0,040
	2--3	3,06	15,3	12,24	9,536	20,640	555,959	1951,039	59701,786	2166805,806		0,000	
	3--4	3,06	15,3	12,24	9,536	16,623	690,309	2098,558	64215,889	1844779,644		0,000	
5	1--2	3,06	18,36	15,3	1,613	20,870	672,024	10219,547	312718,152	2097927,753	62448,3	0,030	0,030
	2--3	3,06	18,36	15,3	1,613	20,869	672,049	10219,576	312719,012	2107104,020		0,000	
	3--4	3,06	18,36	15,3	1,613	16,842	832,740	10394,874	318083,140	1780563,755		0,000	
4	1--2	3,06	21,42	18,36	1,613	20,870	794,210	11922,805	364837,843	1785209,602	45127,4	0,025	0,025
	2--3	3,06	21,42	18,36	1,613	20,869	794,240	11922,838	364838,847	1794385,008		0,000	
	3--4	3,06	21,42	18,36	1,613	16,842	984,147	12127,353	371096,997	1462480,615		0,000	
3	1--2	3,06	24,48	21,42	1,613	20,870	916,396	13620,422	416784,918	1420371,758	30046,8	0,021	0,021
	2--3	3,06	24,48	21,42	1,613	20,869	916,431	13620,440	416785,455	1429546,161		0,000	

	3--4	3,06	24,48	21,42	1,613	16,842	1135,554	13851,356	423851,495	1091383,618		0,000	
2	1--2	3,06	27,54	24,48	2,561	21,099	1027,300	10047,568	307455,584	1003586,841	17578,529	0,018	0,018
	2--3	3,06	27,54	24,48	2,561	21,099	1027,300	10047,568	307455,584	1012760,706		0,000	
	3--4	3,06	27,54	24,48	2,561	17,067	1270,010	10229,352	313018,183	667532,123		0,000	
1	1_2	3,06	30,6	27,54	2,561	21,099	1148,159	11163,965	341617,316	696131,256	8123,166	0,012	0,012
	2_3	3,06	30,6	27,54	2,561	21,099	1148,159	11313,864	346204,249	705305,122		0,000	
	3_4	3,06	30,6	27,54	2,561	17,067	1419,406	10665,079	326351,430	326351,430		0,000	
RDC	1_2	3,06	33,66	30,6	2,561	21,099	1269,017	11585,423	354513,940	354513,940	2110,742	0,006	0,006
	2_3	3,06	33,66	30,6	2,561	21,099	1269,017	11585,423	354513,940	354513,940		0,000	
	3_4	3,06	33,66	30,6	2,561	17,067	1568,817	11735,323	359100,873	359100,873		0,000	

Inertie fictives des portiques selon y-y

d) Inerties moyennes des portiques :

Tableau IV-6) Inertie moyennes sens ( y-y) :

NIVEAU	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	Σ
I <sub>ey</sub> (m <sup>4</sup> )	0.073	0.06	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02	0.018	0.012	0.006	0,399
Im <sub>oy</sub>	0.03											

Tableau IV-7) Inertie moyennes sens XX :

NIVEAU	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	Σ
I <sub>ey</sub> (m <sup>4</sup> )	0.43	0.38	0.33	0.29	0.25	0.21	0.18	0.15	0.12	0.08	0.03	2,45
Im <sub>oy</sub>	0.223											

e) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

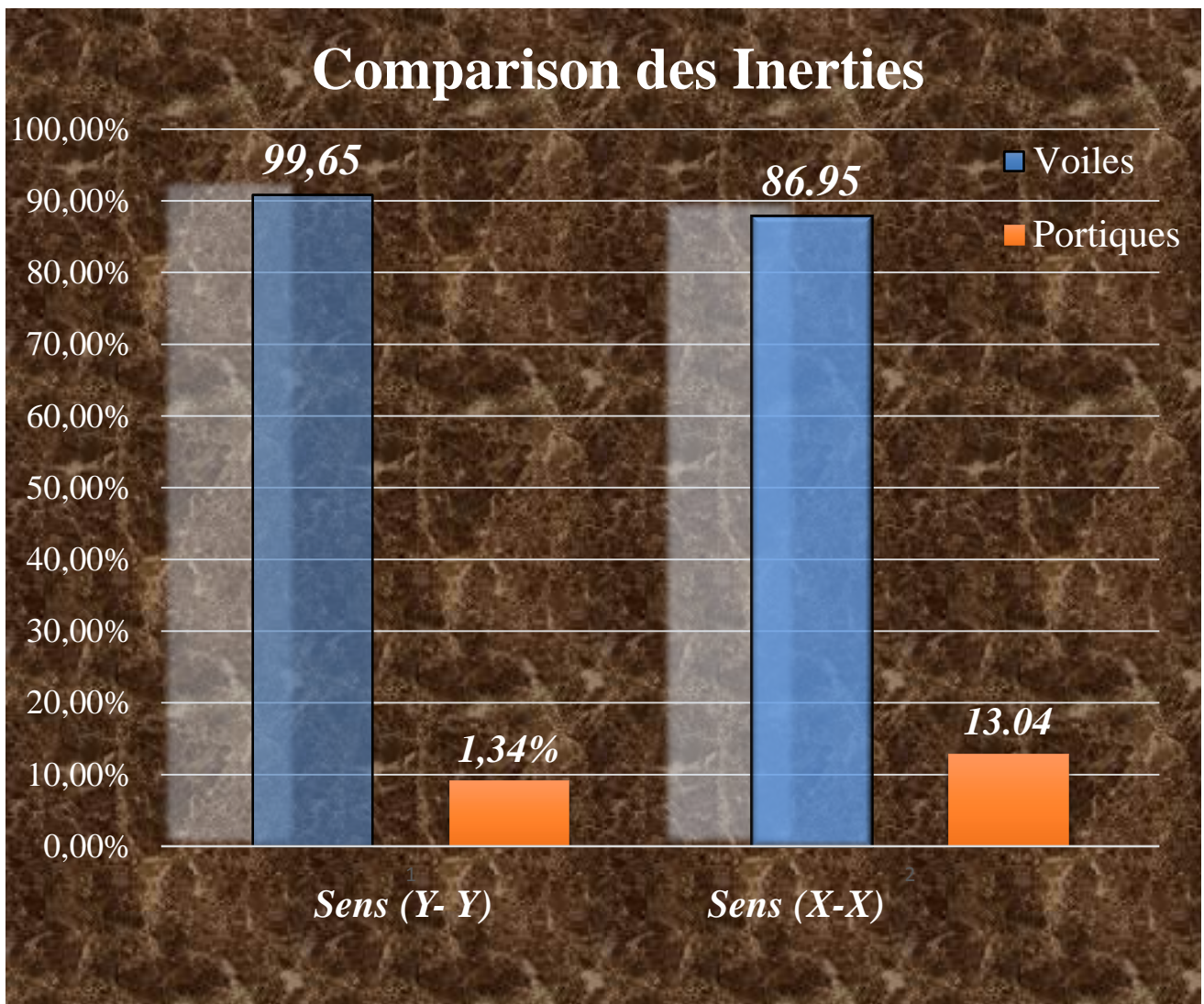
Tableau IV-8) pourcentage des inerties sens y-y:

	Imoy par niveau (m <sup>4</sup> )	% de participation
Portiques	0.036	1,34 %
Voiles	2.64	99.65 %
Somme	2.676	100 %

Tableau IV-9) pourcentage des inerties sens ( x-x) :

	Imoy par niveau (m <sup>4</sup> )	% de participation
Portiques	0.223	13.04 %
Voiles	1.487	86.95 %
Somme	1,71	100 %

f) Représentation graphique des pourcentages d'inertie :



**Fig. IV.5) pourcentage d'inertie selon le Sens (x-x) et Sens (y-y)**

### **Conclusion :**

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les Voiles vont reprendre au moins 95% des sollicitations dues aux charges horizontales.) D'après le RPA, le système de contreventement est contreventé par des voiles, donc les portiques ne reprendront que les efforts verticaux.

Dans notre cas, l'étude se fait avec le logiciel ETABS, ce dernier va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles. Donc les portiques seront aussi calculés sous les efforts horizontaux

**VI-1-Introduction :**

Toute structure peut subir des déplacements lorsque certains phénomènes naturels se produisent, notamment les séismes. Dès lors, des études deviennent indispensables, voire nécessaires, pour éviter des dommages structuraux causés par les séismes.

L'étude au séisme d'une structure consiste à déterminer sa réponse à une excitation dynamique sismique ; cette réponse est exprimée par les déplacements de la structure connaissant ses modes et ses fréquences propres.

La structure étudiée est située à la wilaya de Bejaia. Etant donné que cette région du pays est sujette à de nombreux tremblements de terre, et que l'effort sismique est plus important que la force du vent, nous nous limiterons à l'étude au séisme.

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99), les sollicitations dues à l'action sismique sur une structure sont déterminées à partir de l'une des méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**VI-2-Méthode de calcul :**

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente exigées par le RPA99 ne sont pas vérifiées ( non régularité en plan et une hauteur qui dépasse les 30m en zone III), nous opterons pour la méthode dynamique modale spectrale exposée dans le RPA 99( Art 4.3, page 33).

**VI-3-Principe de la méthode dynamique modale spectrale :**

Par la méthode dynamique modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Dès lors, le choix d'un support convenable pour le calcul et la modélisation de la structure deviennent nécessaires.

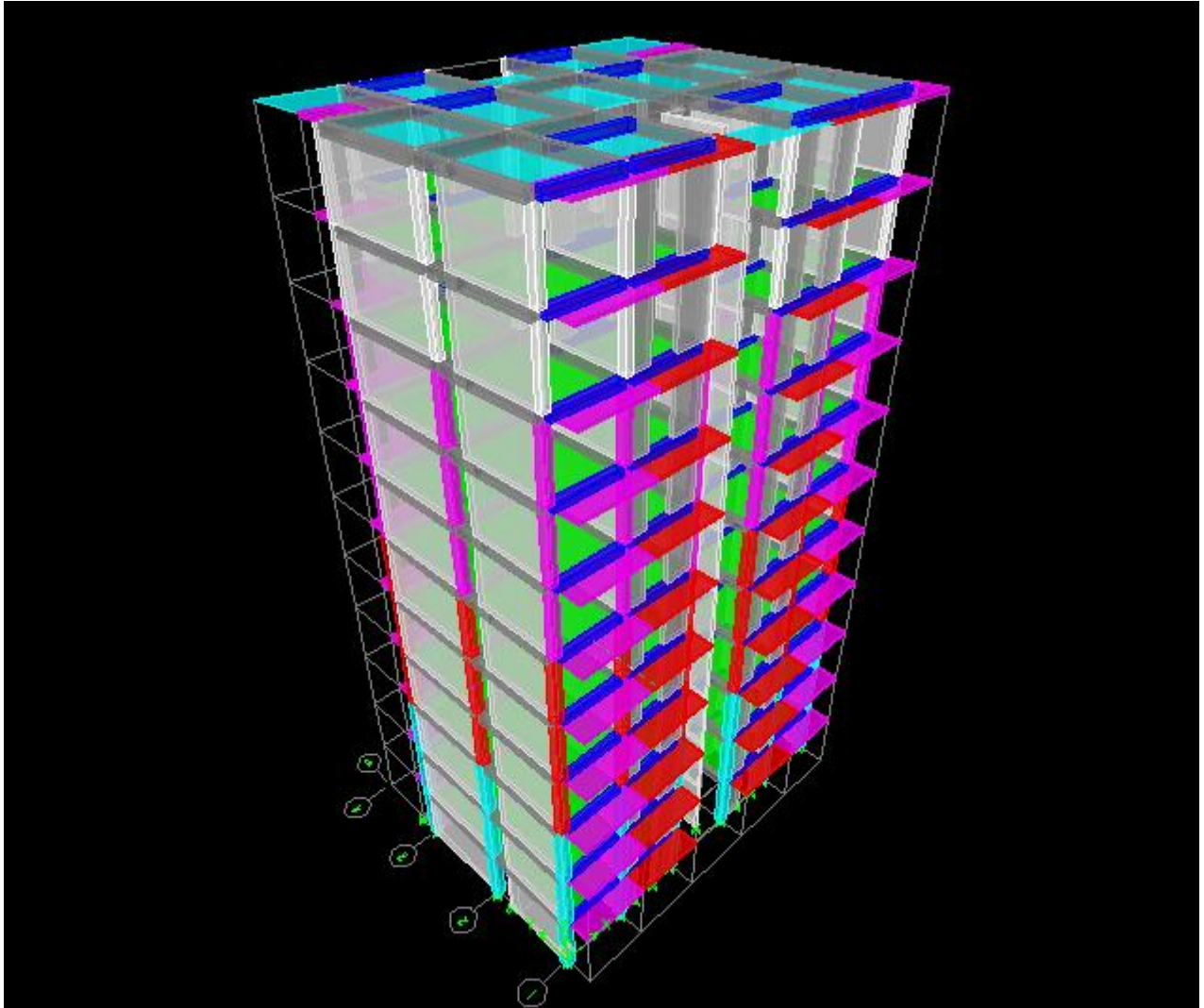
**VI-4- Modélisation de la structure :**

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux (RDC+10 étages) encadrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones

flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA99 modifié 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles et dalles pleines par un élément de type **SHELL**.

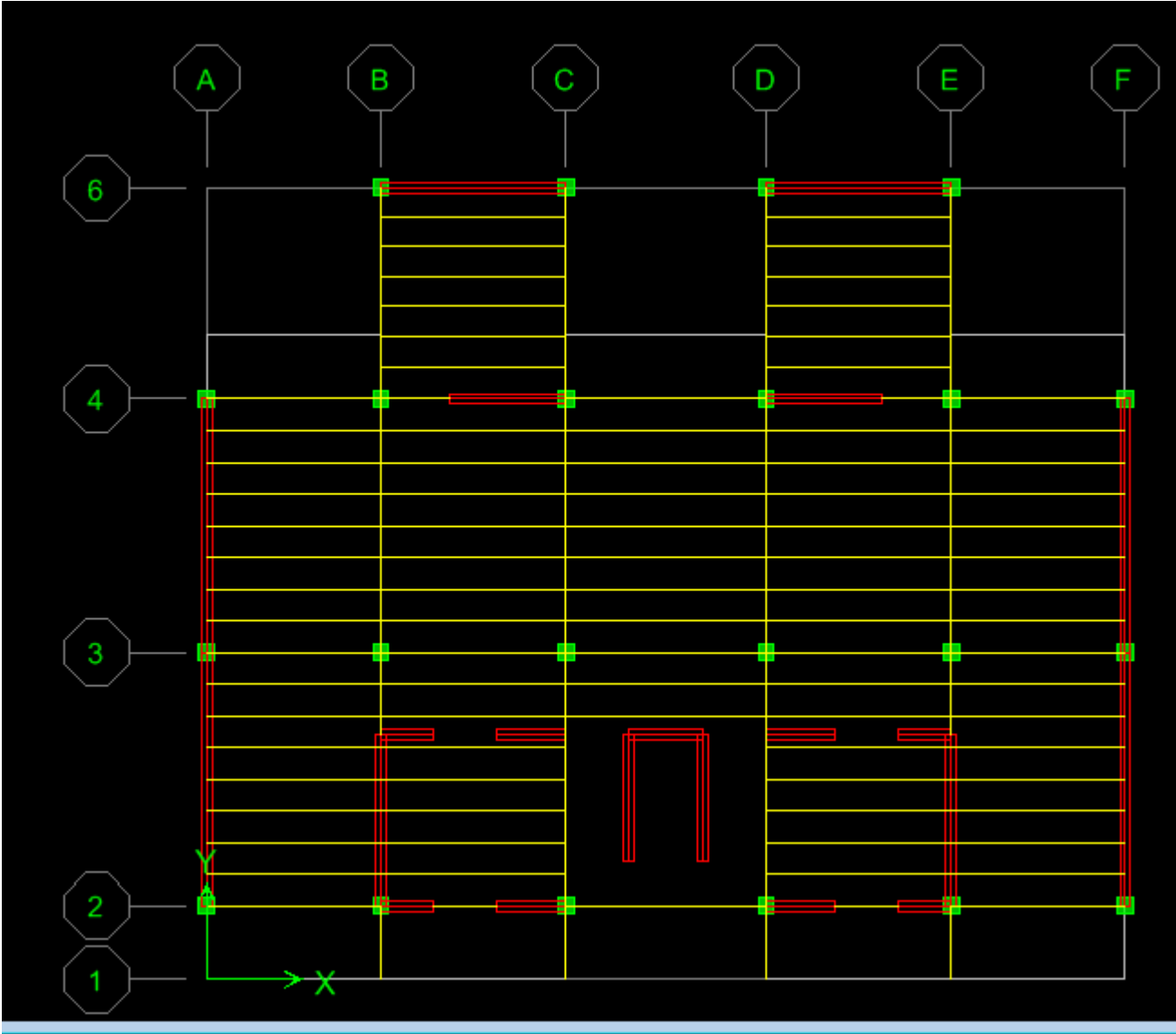


**Fig VI-1 : Modèle 3D de la structure.**

**VI-6- Disposition des voiles :**

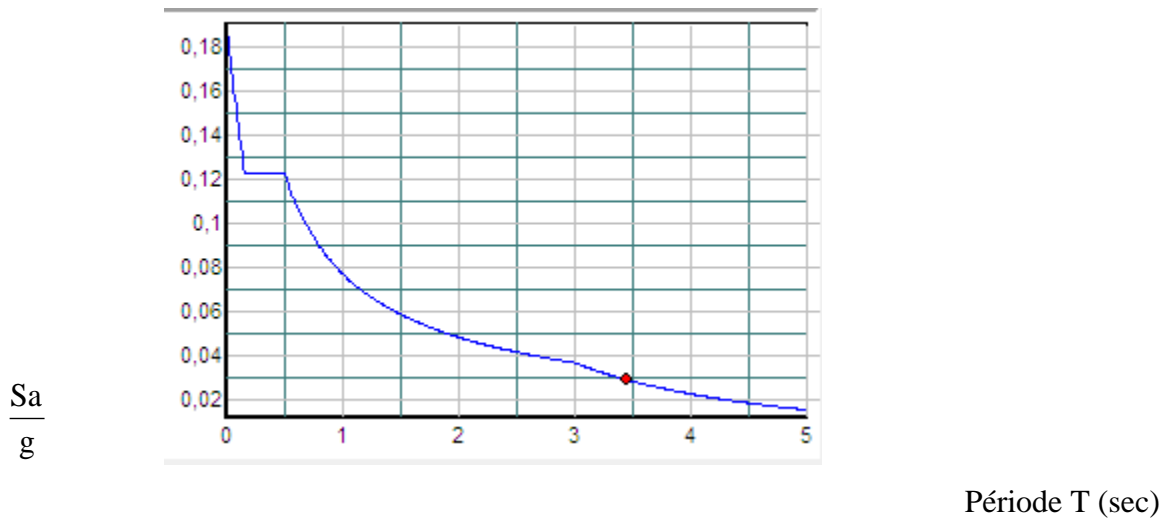
Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé, le choix de ce système structural est dû à l'existence de vides importants et une forme en Y nécessitant le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA99 version 2003 :

- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ Une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.15 L$  (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ✓ Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.



**Fig VI-2 : Disposition des voiles dans les différents étages**

**VI-7- Spectre de réponse de calcul :**



**Fig VI-3 : Spectre de réponse de calcul.**

$\frac{S_a}{g}$  : Spectre de réponse de calcul donné par le RPA (Art 4-3-3) suivant les formules

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A(1+(T/T_1)(2.5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} Q/R & T \geq 3s \end{cases}$$

$A = 0.15$  (4.1 RPA 99/V2003)

•  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (\zeta + \xi)} \geq 0.7 \tag{4.3}$$

$\xi = 10 \%$

$\eta = 1,825$

$R = 3,5$  (4.3 RPA 99)

$T_1 = 0.15$  sec

$T_2 = 0.50$  sec

$$Q : \text{facteur de qualité de la structure. } Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{Formule (4-4)}$$

**Sens x-x :**

Critère q	observé	p <sub>q</sub>
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q = 1 + 0.2 = 1.20$$

**Sens y-y :**

Critère q	observé	p <sub>q</sub>
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q = 1 + 0.2 = 1.20$$

**VI-8- Nombre de modes à considérer :( RPA99 modifié2003 /Art4.3.4):**

- a) 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.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \bar{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ;  $T_k$  la période du mode K.

- Dans notre cas  $N=11$  niveaux  $\Rightarrow K \geq (3 \times \bar{11} = 10)$

Donc : **K=10** nombre de modes.

**VI-9- Combinaison des réponses modales : ( RPA99 modifié2003 /Art4.3.5) :**

- $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes  $T_i, T_j$  et d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

**E** : effet de l'action sismique considéré

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon le mode « i »

**K** : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

**VI-10- Caractéristiques géométriques de la Structure :**

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	D1	410,0709	410,0709	8,703	5,421	8,7	8,123
STORY1	D2	410,0709	410,0709	8,703	5,421	8,7	8,694
STORY2	D3	402,565	402,565	8,708	5,4	8,7	8,216
STORY3	D4	396,5995	396,5995	8,703	5,387	8,7	7,677
STORY4	D5	396,5995	396,5995	8,703	5,387	8,7	7,204
STORY5	D6	390,2261	390,2261	8,703	5,37	8,7	6,813
STORY6	D7	384,8277	384,8277	8,704	5,355	8,701	6,497
STORY7	D8	384,8277	384,8277	8,704	5,355	8,701	6,24
STORY8	D9	379,3041	379,3041	8,704	5,34	8,701	6,028
STORY9	D10	374,7555	374,7555	8,704	5,327	8,701	5,854
STORY10	D11	270,3017	270,3017	8,694	5,273	8,701	5,703

**Tableau 2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.**

➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

**a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :  $e_x = 0.05 \times 17,40 = 0,87 \text{ m}$

$$e_y = 0.05 \times 15,20 = 0,76 \text{ m}$$

**b) Excentricité théorique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_X - CR_X \rightarrow E_x = 0,003 \text{ m} < 0,87 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_Y - CR_Y \rightarrow E_y = -2,70 \text{ m} < 0,76 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**VI-11- Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,624597	68,2551	0	0
2	0,359354	68,2551	65,585	0
3	0,285941	68,3214	65,5866	0
4	0,161279	85,0343	65,5866	0
5	0,079087	85,0343	87,0208	0
6	0,073043	<b>90,6775</b>	87,0211	0
7	0,06411	91,496	87,0216	0
8	0,042575	94,6924	87,0216	0
9	0,035439	94,6924	<b>93,7971</b>	0
10	0,029086	94,7467	93,7973	0
11	0,028866	96,7084	93,7973	0
12	0,022197	96,7084	96,745	0

**Tableau 3 : périodes et participations massiques**

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 6 selon x et mode 9 selon y.**
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left( 0,09 \times \frac{h_n}{D}, C_T \times h_N^3 \right) = \mathbf{0,698 \text{ sec}} ; \text{ avec } h_N = 33,66\text{m}, D_x = 17,40 \text{ m}, C_T = 0,05$$

$$D_y = 15,20 \text{ m}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,698 + (0,3 \times 0,698) = \mathbf{0,907 \text{ sec}} > T_{\text{ETABS}} = \mathbf{0,624597\text{sec}}$$

.....Condition vérifiée.

**VI-12 -Vérification de la résultante des forces sismiques :****❖ Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale « v » est calculée dans les 2 directions longitudinale et transversale.

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA99modifié 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.15**
- ❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (  $\eta$  ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left( \frac{2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec} \\ 2,5 \eta \left( \frac{2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ Sec} \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7 / \xi} \geq 0,7$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages

**Cas des voiles :**

$$\xi = 10\%$$

**Donc :**  $\eta = 1,825$

Nous avons :

$$C_T = 0,050$$

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{Formule (4-6)}$$

$$T = 0,050 \cdot \left( 3,66 \right)^{\frac{3}{4}} = 0,698 \text{ Sec}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ Sec} \quad \text{et} \quad T_1 = 0,15 \text{ Sec}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec}$$

(verif

$$D = 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 3,652 \quad \text{ier)$$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure :

- **R = 3,5**
- **W** : poids total de la structure, donné par ETABS.
- **W=G+0,2Q**
- **W= 25491.01+0,2x3916.34**

<b>W=3332.278 KN</b>
----------------------

Calcul de V :

$$V_x = V_y = \frac{ADQ}{R} W$$

<b>MSE (RPA99modifié2003)</b>		
<b>Coefficients</b>	<b>A</b>	<b>0,15</b>
	<b>Q</b>	<b>1,2</b>
	<b>D</b>	<b>3,658</b>
	<b>R</b>	<b>3,5</b>
<b>forces sismiques (KN)</b>	<b>626,887</b>	

Tableau 4: La forces sismiques à la base.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99modifié 2003/Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  obtenue par combinaison des valeurs modales calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente*  $V_{max}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V > 0.80 V_t$ )

- ✓ Si  $V < 0.80 V_{max}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V_t/V$ .

forces sismiques (KN)			vérification	
MSE (Vmax)	ETABS (V)		V/Vt	
	Ex	Ey	x	y
626,887	2642,72	3550,11	>0.80	>0.80
			Condition vérifiée	Condition vérifiée

**Tableau 5: Vérification de la résultante des forces sismiques.**

**VI-13- Vérification des déplacements :**

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

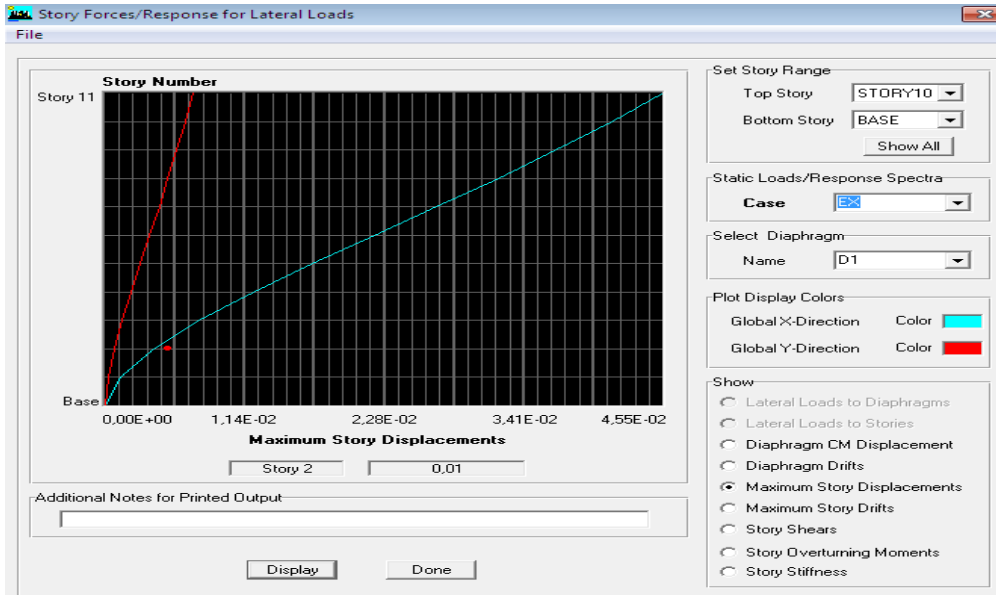


Fig.VI.5 Vérification des déplacements selon EX.

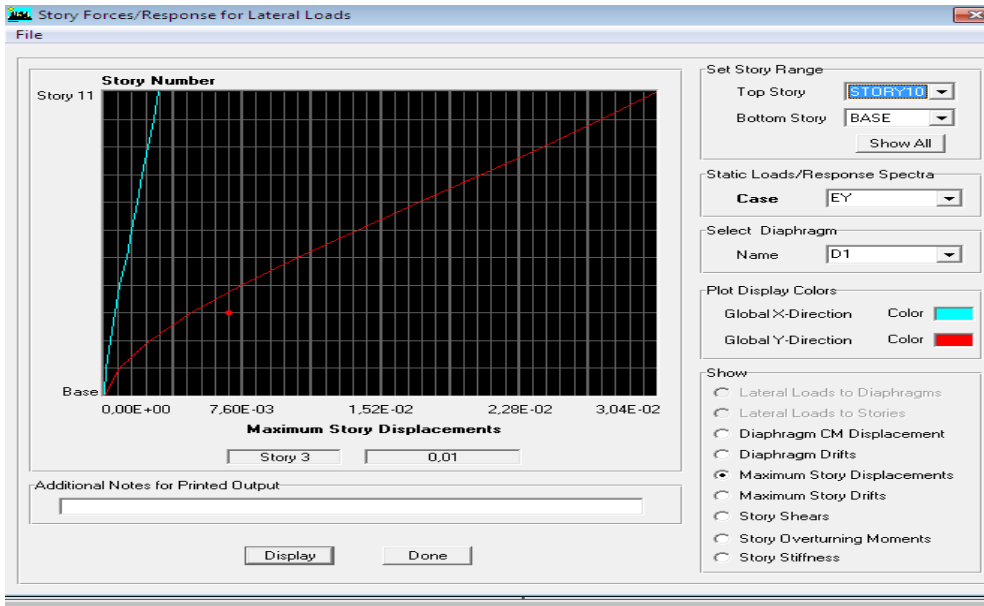
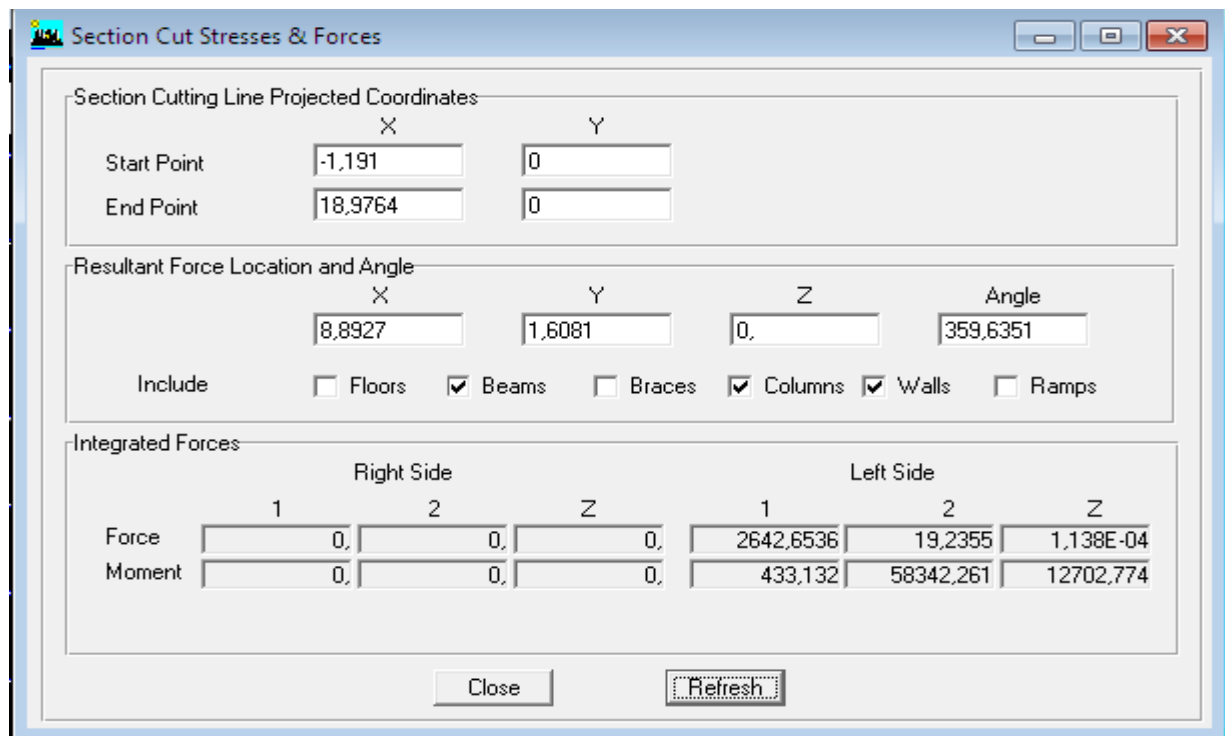


Fig-VI-4 :Vérification des déplacements selon EY.

**Tableau 6 : Vérification les déplacements relatifs.**

NIVEAUX	EX	EY	Hauteur	≤ (1% h)	OBS	ΔX	ΔY
	X	Y					
NIV 10	0,0248	0,0128	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0023	0,0014
NIV 09	0,0225	0,0114	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0025	0,0015
NIV 08	0,02	0,0099	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0027	0,0015
NIV 07	0,0173	0,0084	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0027	0,0015
NIV 06	0,0146	0,0069	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0028	0,0015
NIV 05	0,0118	0,0054	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0027	0,0013
NIV 04	0,0091	0,0041	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0026	0,0013
NIV 03	0,0065	0,0028	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0024	0,001
NIV 02	0,0041	0,0018	3,06	0,0306	Vérifiée	0,002	0,0004
NIV 01	0,0021	0,0009	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0015	0,0006
RDC	0,0006	0,0003	3,06	0,0306	Vérifiée	0,0006	0,0003

**VI-14- calcul du pourcentage de participation des voiles :**



**Fig: Efforts repris par l'ensemble(1) selon Ex**

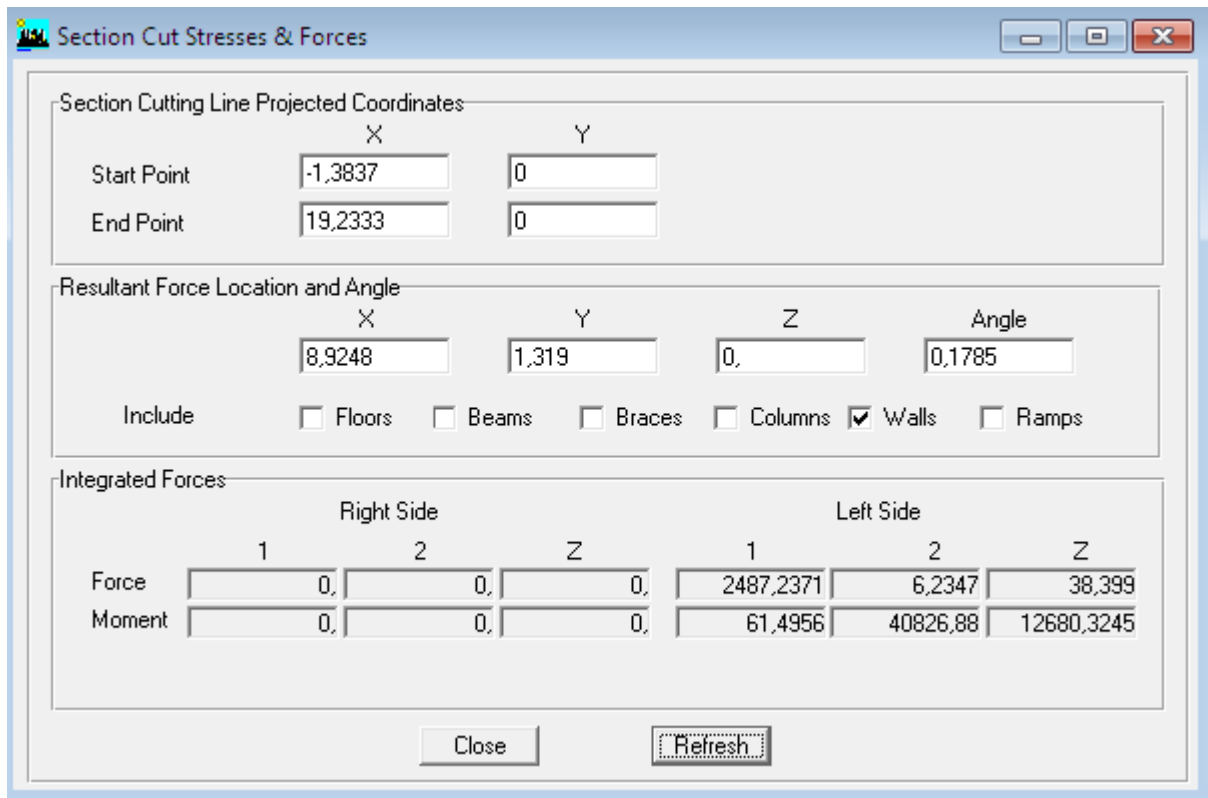


Fig Efforts repris par les voiles (1) selon Ex.

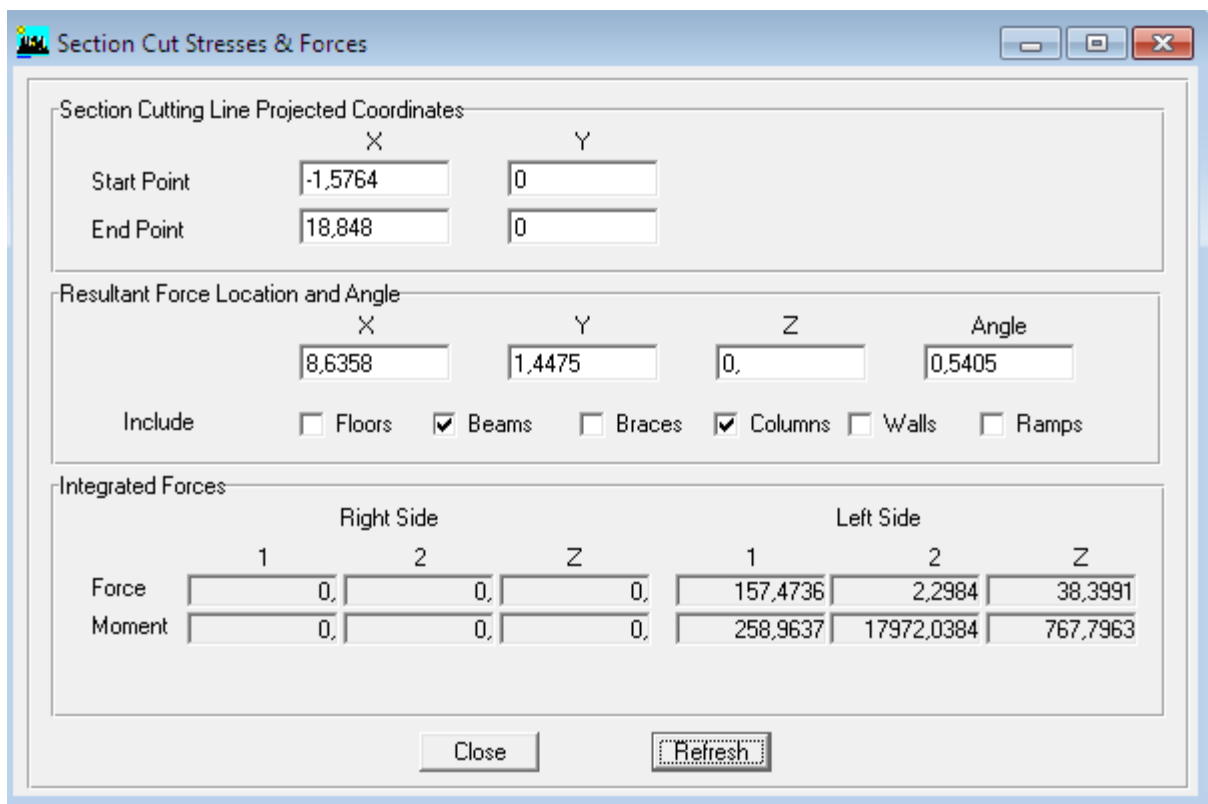


Fig : Efforts repris par les portiques (1) selon Ex

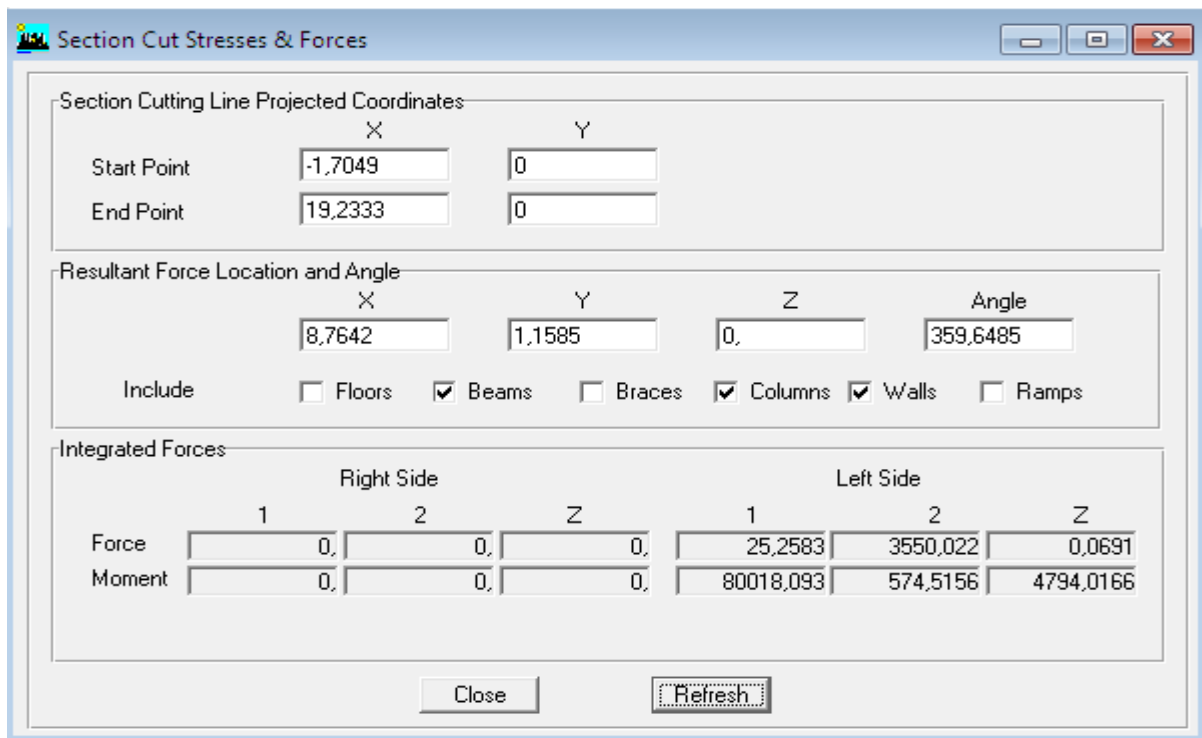


Fig: Efforts repris par l ensemble (2) selon Ey.

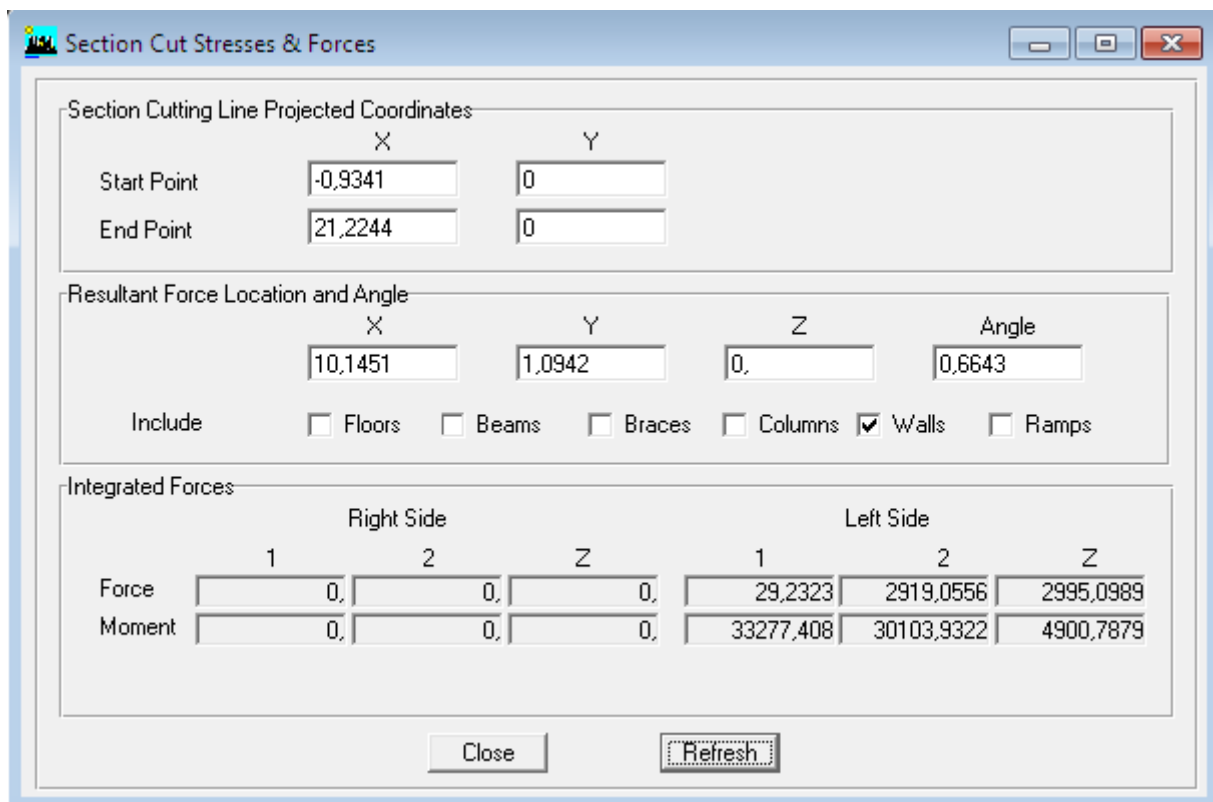


Fig: Efforts repris par le voile (2) selon Ey.

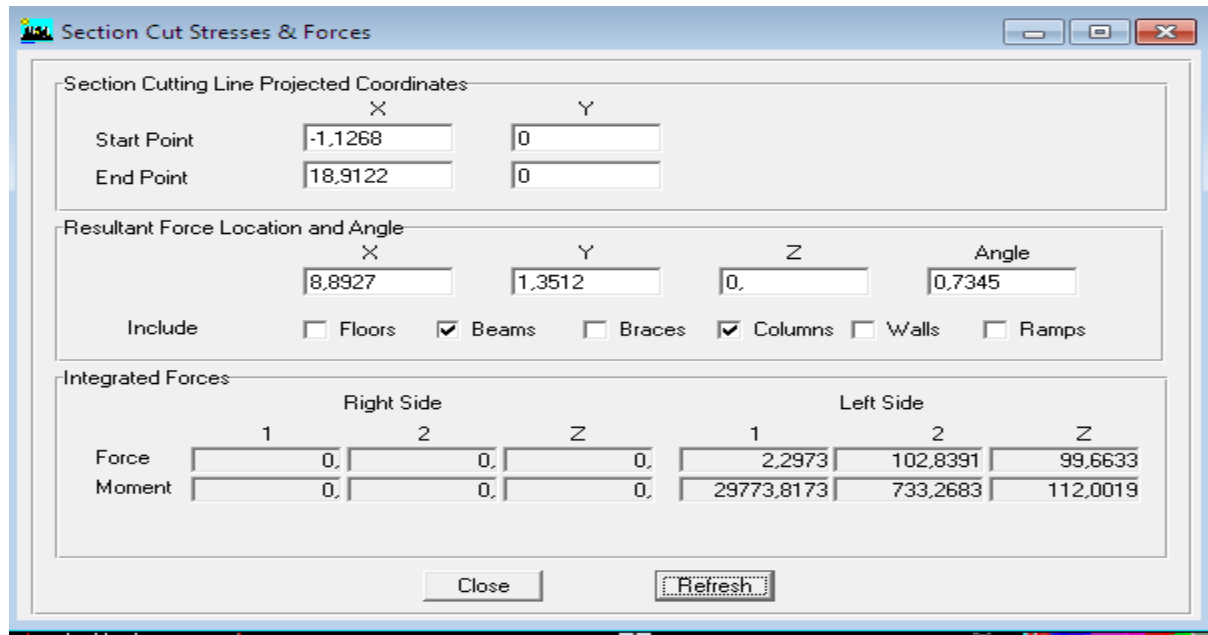


Fig: Efforts repris par les portique (2) selon Ey.

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **2642,6536 KN**

Efforts repris par les portiques : **157,4736 KN**

Efforts repris par les voiles : **2487,2371 KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **5,958 %**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **94,118 %**

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **3550.022 KN**

Efforts repris par les portiques : **102,8391KN**

Efforts repris par les voiles : **2919,0556 KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **2,896%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **82.22%**

**Conclusion :**

- ❖ L'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **90%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

- ❖ Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**, ce dernier va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles .Donc les portiques seront aussi calculés sous les efforts horizontaux.
- ❖ D'après les résultats obtenus si dessus les exigences du **RPA99modifié2003** sont observées :
  - La structure est **contreventée par voiles**.
  - On considère dans les calculs le 9eme mode.
  - La période fondamentale est vérifiée.
  - L'effort tranchant a la base est vérifié
  - Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
  - L'excentricité est vérifiée.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

**VII - Ferrailage des poutres :**

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons suivantes :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{RPA : } G+Q\pm E, 0.8G\pm E$$

Et on procédera à des vérifications à L'ELS sous la combinaison suivante :

$$\text{ELS : } G + Q$$

**VII-1) Recommandation du RPA:****a) Armatures longitudinales : (Art7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%.

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est:

En zone courante : 4%

En zone de recouvrement : 6%

**-Poutres secondaires:**

$$\frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante}$$

$$\frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement}$$

**-Poutres principales:**

$$\frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante}$$

$$\frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement}$$

- La longueur de recouvrement est de ;  $40\phi$  (en zone IIa).
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**b) Armatures transversales minimales: (Art7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite:

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm\right) \longrightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

Avec  $\phi$  le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

**VII-2) Ferrailage à L'ELU :**

✓ *Armatures longitudinales :*

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu_b = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}}$$

avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{cas accidentel} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1 & \text{cas durable} \end{cases}$$

En distingue deux cas :

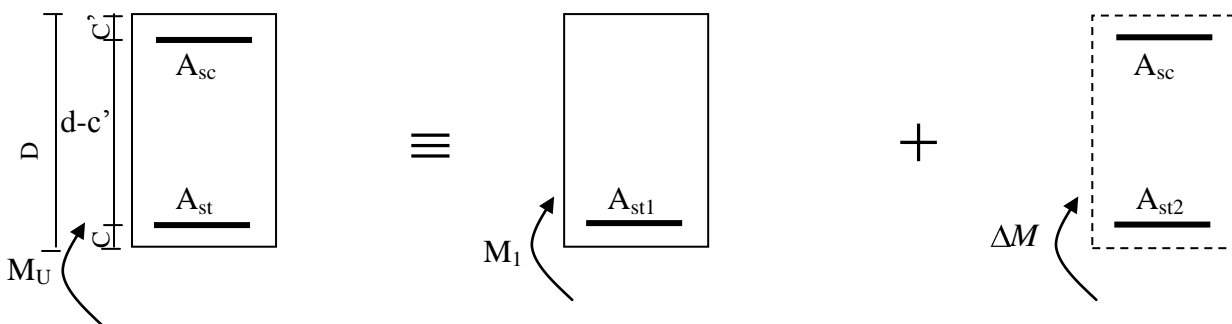
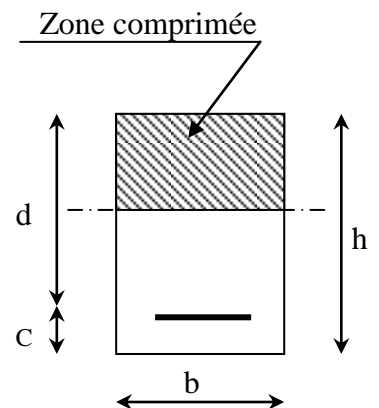
Si :  $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (S.S.A)

$$A_{St} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Section doublement armée (S.D.A)

$$M_U = M_1 + \Delta M \quad , \quad \Delta M = M_u - M_1$$



$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bc} \quad ; \quad A_{st1} = \frac{M_1}{\beta \cdot d \sigma_s} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

- Section théorique:

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

$$A_{sc} = A_{st2}$$

✓ *Armatures transversales : (BAEL91 ; A7.2.12)*

- Diamètre des aciers transversaux :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

-Pourcentage minimal d'armatures :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{2} 0.4 \text{ MPa}$$

-Espacement des armatures transversales :

$$S_T \leq \min \left( 0.9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_t \right)$$

VII-3) Vérification à l'E.L.U :

1. Condition de non fragilités :

La section minimale des armatures longitudinale est :  $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

**Remarque :**

Si la section d'armature qui est choisie dépasse 20% de la section théorique le calcul de la condition de non fragilité est inutile (**B.A.E.L 91**)

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Cas accidentels}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 4.35 \text{ Mpa} \quad \text{Cas durables}$$

3. Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

▪ **Influence sur le béton:**

On doit vérifier la relation suivante:

$$T_u \leq 4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{Avec: } a = 0.9d$$

▪ **Influence sur les aciers:**

$$A_s \geq \left( Tu + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$Mu$  : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

**4. Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.00 \Rightarrow$  Pour les aciers ronds lisses.

$\Psi_s = 1.50 \Rightarrow$  Pour les aciers hauts adhérence.

**VII-4) Vérification à l'ELS:**

**1. Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier la relation suivante:

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} \rightarrow \beta_1, K_1 : \text{Tirés du tableau.}$$

$$\text{La contrainte de l'acier : } \sigma_s = \frac{Ms}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

**2. Etat limite d'ouverture des fissures:**

Il faut que  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ , mais dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire

**3. Etat limite de déformation du béton :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions qui suivent seront vérifiées (BAEL 91.ART B 6.5.2):

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_o}$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

$M_o$  : Moment isostatique.

$M_t$  : Moment fléchissant maximum en travée

$A$  : Section d'aciers tendue en travée

$L$  : Portée libre de la poutre

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche :

$$F_v = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{F} = \frac{1}{500}$$

avec :  $E_v = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$  et  $L \leq 5m$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{(1 + 0.4\mu\lambda)}$$

$$\mu = \frac{1 - 1.75f_{c28}}{4\rho\sigma_s + f_{T28}}$$

$$\lambda = \frac{0.05f_{T28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})}$$

$$\rho = \frac{A}{bd}$$

$A$  : section d'armature tendues

**VII-5) Calcul du ferrailage:**

**Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque zone et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

❖ **Ferrailage des poutres :**

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

**Poutres principales :** ( $h = 40cm, b = 30cm, d = 37cm.$ )

	COMBINAISON	M <sub>MIN</sub>	M <sub>SUP</sub>
1	ELU	-106.201	77.126
	ACC	-85.079	59.815

Poutres secondaires : (  $h = 35\text{cm}$ ,  $b = 30\text{cm}$ ,  $d = 32\text{cm}$ .)

	COMBINAISON	M <sub>MIN</sub>	M <sub>MAX</sub>
1	ELU	-48.18	27.894
	ACC	-63.506	48.001

**Ferrailage des poutres a l'ELU :**

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

**Poutres principales :**

ZONE	NATURE	M <sub>U</sub> <sup>MAX</sup> (KN.M)	A <sub>CAL</sub> (CM <sup>2</sup> )	A <sub>MIN</sub> (CM <sup>2</sup> )	A <sub>ADOP</sub>	CHOIX DES BARRES FERRIAGE
Situation	TRAVEE ELU	77.126	5,812	6	6,88	3HA14+2HA12
	APPUI ACC	85.079	6,714	6	6.88	3HA14+2HA12

**A) Poutres secondaires :**

ZONE	NATURE	M <sub>U</sub> <sup>MAX</sup> (KN.M)	A <sub>CAL</sub>	A <sub>MIN</sub>	A <sub>ADOP</sub>	CHOIX DES BARRES
Situation	TRAVEE ELU	27.894	1,840	5.25	6,88	3HA14+2HA12
	APPUI ACC	63.506	5,824	5.25	6,88	3HA14+2HA12

❖ **Vérifications à l'ELU :**

1) *Vérification de la condition de non fragilité : (Article B.6.4 BAEL)*

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

-Pour les poutres principales :  $A_{\min} = 1,34\text{cm}^2 \leq A_{\text{adopté}}$

-Pour les poutres secondaires:  $A_{\min} = 1.16\text{cm}^2 \leq A_{\text{adopté}}$

}  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

2) *Vérification au cisaillement :*

Pour justifier les armatures transversales droites ( $\alpha=90^\circ$ ) le règlement impose la vérification suivante :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

✓ *Pour les poutres principales :*

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{137,08 \times 1000}{300 \times 370} = 1,235 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *Pour les poutres secondaires :*

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{57,65 \times 1000}{300 \times 320} = 0,060 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

▪ *Influence sur le béton:*

On doit vérifier la relation suivante:

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{Avec: } a = 0.9d$$

✓ *Pour les poutres principales :*

$$T_{\max} = 137,08 \text{ KN} < 0.4 \times 0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *Pour les poutres secondaires :*

$$T_{\max} = 57,65 \text{ KN} < 0.4 \times 0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ *Influence sur les aciers:*

$$A_a \geq \left( T_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Si } \left( T_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} < 0 \quad \text{La vérification n'est pas nécessaire}$$

Avec :

$Mu$  : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

✓ **Pour les poutres principales :**

$$\left( Tu + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left( 137,08 \times 10^3 - \frac{85,079 \times 10^6}{0.9 \times 370} \right) \times \frac{1}{100} = -3,4043 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Condition Vérifiée.

✓ **Pour les poutres secondaires :**

$$\left( Tu + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left( 57,65 \times 10^3 - \frac{63,506 \times 10^6}{0.9 \times 320} \right) \times \frac{1}{100} = -4,682 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Condition Vérifiée.

#### **4) Vérification de la contrainte de l'adhérence acier - béton (BAEL91 modifiées 99 Art.A.6.1,3) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec} \quad \sum u_i = n \times \pi \times \Phi$$

✓ **Pour les poutres principales :**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{137,08 \times 1000}{0.9 \times 370 \times 3 \times 3.14 \times 14} = 3,12 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Pour les poutres secondaires :**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{57,65 \times 1000}{0.9 \times 320 \times 3 \times 3.14 \times 14} = 1.51 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.**

**Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} \phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm} \\ \phi 12 : l_s = 42.328 \text{ cm} \end{cases}$$

Les règles du (**BAEL 91.Art.A.6.1**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à  $0.4l_s$  pour les aciers H.A.

$$\text{Pour } \begin{cases} \phi 14 : l_a = 19.752 \text{ cm} \\ \phi 12 : l_a = 16.93 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

-Le diamètre des armatures transversales (**BAEL 91/ A.7.2.12**) est :

$$\phi_t \leq \min \{ b/10 , h/35 , \phi_1 \} , \phi_t \leq \min \{ 300/10 , 400/35 , 12 \} \rightarrow 11,42 \text{ mm}$$

$$\text{Soit. } \phi_t = 8\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8

$$\text{Soit } A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 .$$

-Pourcentage minimal d'armatures :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2.01 \times 400}{30 \times 25} = 1.07\text{MPa} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa} \right\} = 0.4\text{MPa} \Rightarrow C.V$$

**Espacement minimal entre les cadres : (BAEL 91/A.5.1.22)**

$$S_t \leq \min \left\{ 0.9d ; 40\text{cm}; 15\phi_l \right\} = \min \left\{ 33.3; 40; 18 \right\}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérifications à l'ELS :**

**1. Etat limite de résistance du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec :} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d}$$

Et à partir du tableau, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

La contrainte dans l'acier est 
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec  $A$ : armatures adoptées à l'ELU.

- Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

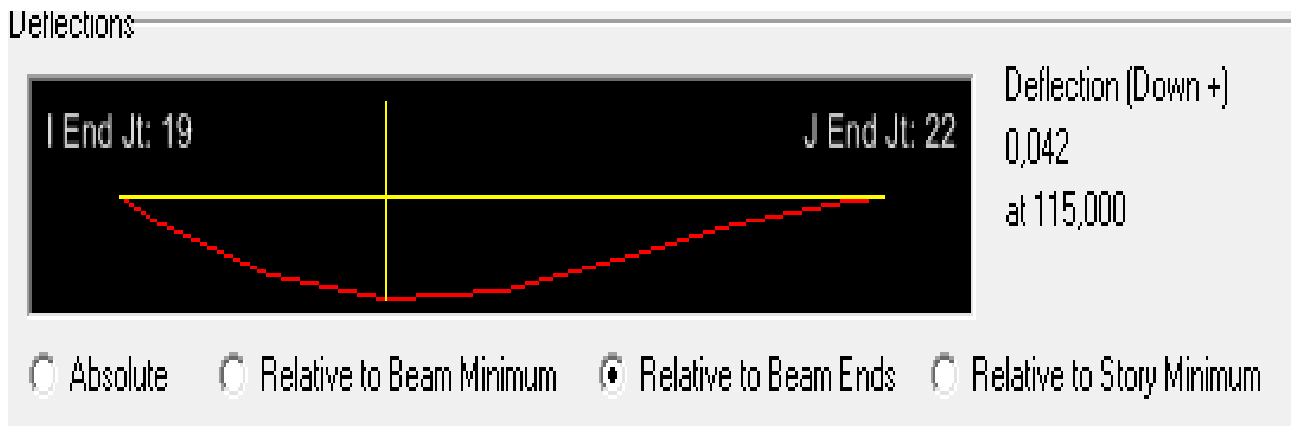
NIV		MS	AS	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\alpha_1$	OBS
<b>PP</b> <b>(40*30)</b>	<b>APPUIS</b>	<b>77,431</b>	<b>6,88</b>	<b>0,619</b>	<b>0,884</b>	<b>28,10</b>	<b>0,344</b>	<b>9,666</b>	<b>15</b>	<b>0,348</b>	<b>OK</b>
	<b>TRAVEE</b>	<b>56,159</b>	<b>6,88</b>	<b>0,619</b>	<b>0,884</b>	<b>28,10</b>	<b>0,249</b>	<b>6,996</b>	<b>15</b>	<b>0,348</b>	<b>OK</b>

NIV		MS	AS	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\alpha_1$	OBS
<b>PP</b> <b>(35*30)</b>	<b>APPUIS</b>	<b>34,977</b>	<b>6,88</b>	<b>0,716</b>	<b>0,877</b>	<b>25,65</b>	<b>0,181</b>	<b>4,646</b>	<b>15</b>	<b>0,369</b>	<b>OK</b>
	<b>TRAVEE</b>	<b>20,262</b>	<b>2,26</b>	<b>0,235</b>	<b>0,922</b>	<b>49,10</b>	<b>0,304</b>	<b>14,92</b>	<b>15</b>	<b>0,234</b>	<b>OK</b>

**ELS vis-à-vis des déformations :**

La flèche développée au niveau de la poutre droite resté suffisamment petite par rapport à la flèche admissible Pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction, on prend le cas le plus défavorable pour le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

➤ *Poutre secondaire PS*



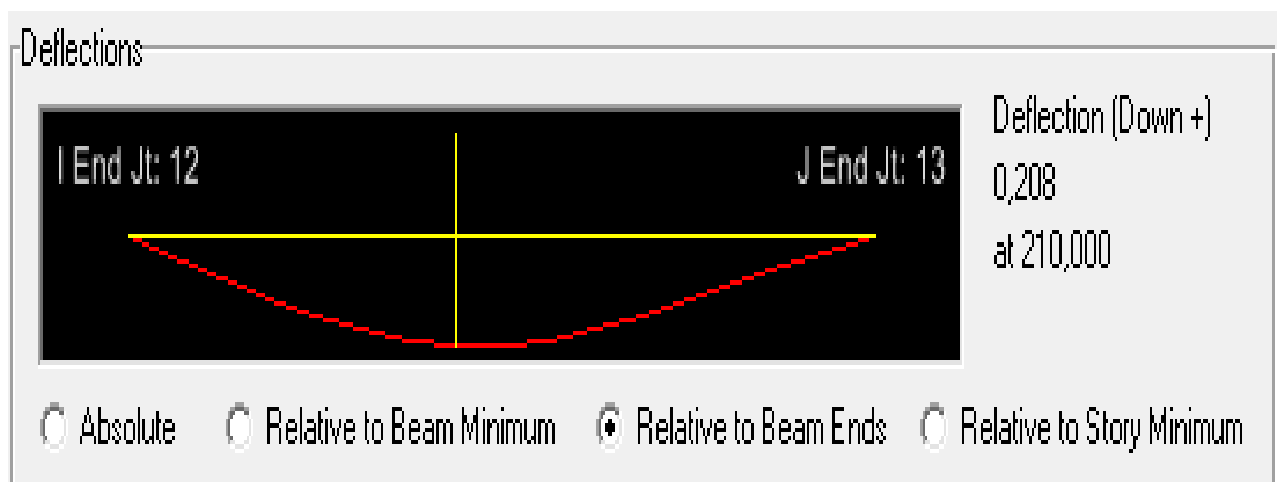
**Fig. V 1 : La flèche dans le sens X-X.**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :  $f = 0,042$

La flèche admissible :  $\bar{f} = L / 500 \Rightarrow \bar{f} = 380 / 500 \Rightarrow \bar{f} = 0,76$

$f = 0,042 \leq \bar{f} = 0,76$  ( **condition vérifier** )

➤ *Poutre principale PP*



La flèche admissible :  $f = L / 500 \Rightarrow f = 480 / 500 \Rightarrow f = 0,96$

$f = 0,208 \leq \bar{f} = 0,96$  ( **condition vérifier** )

➡ La flèche est vérifiée dan les deux sens.

**VII-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, donc 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 verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (04) zones :

- Zone I : du RDC au 2<sup>ème</sup> niveau ;
- Zone II : du 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> niveau ;
- Zone III : du 5<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> niveau.
- Zone VI : du 9<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> niveaux

**VII -2) Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

**VII-3) Le ferraillage :**

La méthode utilisée est la méthode RDM, le calcul se fera pour des bandes de largeur d.

**VII -3-1) Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

B : Section du béton.

I : Moment d'inertie du voile.

- ✓ Dans notre cas, les contraintes seront retirées directement du fichier résultat ETABS 9.7.

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

• Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

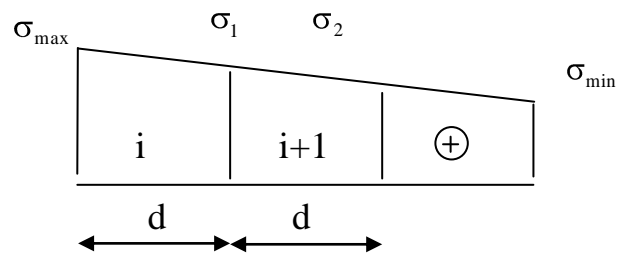
**VII 3-2) Calcul des armatures :**

**VI -3-2-1) Armatures verticales :**

**A -Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Avec : e : épaisseur du voile

✓ **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et  $\sigma_s = 348$  MPa

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

✓ **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **Armatures minimales :**

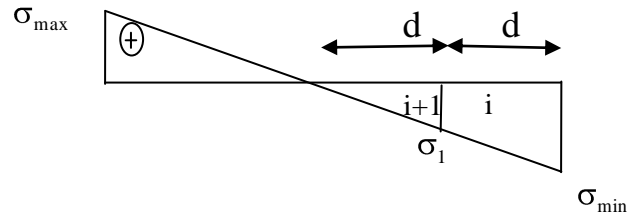
$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B\right\}$$

**b) Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



**• Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

**VII-3-2-2) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$  globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10\% B$  en zone courante.

B : Section du béton.

$A_v$  : Section d'armature verticale.

**VII-3-2-3) Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VII -3-2-4) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**VII -3-2-5) Armatures pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**VII -4) Dispositions constructives :**

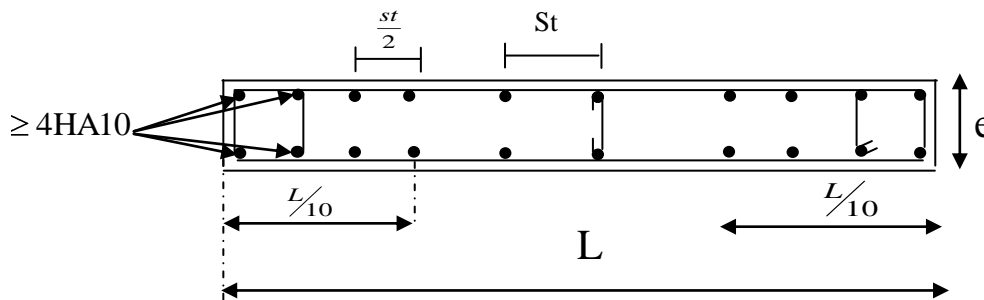
➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{e}{5}, 30\text{cm} \right\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



➤ **Longueur de recouvrement : Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

Elles doivent être égales à :

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

**VII -5) Vérification :****➤ Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**-Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

**-Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

✓ Tous les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferrailage des voiles X-X:

		voile I(1m)				
Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,775	0,8	0,825	0,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,155	0,16	0,165	0,17	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-569,64	-790,61	-274,56	214,6	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4851,49	-3428,57	-2215,93	-947,04	
	Nature de la section		SET	SET	SET	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	202,9	204,46	184,67	114,14	
	L <sub>t</sub> (m)	0,78	0,80	0,83	0,69	
	L <sub>c</sub> (m)	0,00	0,00	0,00	0,16	
	d (m)	0,388	0,400	0,413	0,346	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2425,745	1714,285	1107,965	473,520	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	281,99	205,71	137,11	49,22
		N <sub>2</sub>	93,998	68,571	45,704	16,407

	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v1}$	7,05	5,14	3,43	1,23	
		$A_{v2}$	2,35	1,71	1,14	0,41	
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		7,81	7,87	7,11	4,39	
	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	9,00	7,11	5,21	2,33	
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	2,35	3,68	2,92	1,51	
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		4,07	4,20	4,33	3,64	
	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>Bonde1</b>	9,03	9,03	6,78	4,52	
		<b>Bonde 2</b>	4,52	4,52	4,52	4,52	
	<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	2 X 4HA12	2X4HA12	2X 3HA12	2 X 2HA12
			<b>Bonde 2</b>	2 X 2HA12	2 X 2HA12	2 X 2HA12	2 X 2HA12
$S_t$ (cm)		<b>Bonde1</b>	10 cm	10cm	14 cm	17 cm	

		<b>Bonde 2</b>	20 cm	20 cm	21 cm	17 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )/bande		2,33	2,40	2,48	2,08
	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,26	2,26	1,70	1,13
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
	ep =20cm		(A=3,12cm <sup>2</sup> )	(A=3,12cm <sup>2</sup> )	(A=3,12cm <sup>2</sup> )	(A=3,12cm <sup>2</sup> )
<b>Vérification des contraintes</b>	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,454	1,420	1,244	0,746
		$\tau_b$ (MPa)	2,036	1,988	1,741	1,044
	ELS	$N_s$ (kN)	2600,65	1987,67	1290,52	523,28
		$\sigma_b$ (MPa)	14,83	11,02	7,09	2,85

		<i>voile 2 (1,30m)</i>				
Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,075	1,1	1,125	1,15	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B(m <sup>2</sup> )	0,215	0,22	0,225	0,23	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	664,26	1081,1	3219,63	4517,43	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6486,43	-6797,37	-6669,38	-6005,6	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	238,5	217,53	196,86	119,8	
	L <sub>t</sub> (m)	0,98	0,95	0,76	0,66	
	L <sub>c</sub> (m)	0,10	0,15	0,37	0,49	
	d (m)	0,488	0,475	0,379	0,328	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3243,215	3398,685	3334,690	3002,800	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	474,39	483,83	379,52	295,62
		N <sub>2</sub>	158,129	161,277	126,506	98,539
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	11,86	12,10	9,49	7,39
		A <sub>v2</sub>	3,95	4,03	3,16	2,46
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,18	8,37	7,58	4,61
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	14,16	14,19	11,38	8,54
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	3,95	6,13	5,06	3,62
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,12	4,98	3,98	3,45
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	15,4	15,4	12,32	9,24

		Bonde 2	6,16	6,16	6,16	6,16
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X 5HA14	2X 5HA14	2X 4HA14	2X 3HA14
		Bonde 2	2 X 2HA14	2X 2HA14	2X 2HA14	2X 2HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	11 cm
		Bonde 2	24cm	24cm	19cm	16cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,93	2,85	2,28	1,97
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,85	3,85	3,08	2,31
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		3HA12/nappe	4HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.39cm <sup>2</sup> )	(A=4,52cm <sup>2</sup> )	(A=3,39cm <sup>2</sup> )	(A=3,39cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	τ <sub>u</sub> (MPa)	1,233	1,099	0,972	0,579
		τ <sub>b</sub> (MPa)	1,726	1,538	1,361	0,810
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	4088,68	3160,9	2074,49	840,7
		σ <sub>b</sub> (MPa)	16,53	12,53	8,21	3,32

*voile 3 (1,40m)*

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,4	1,4	1,4	1,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,28	0,28	0,28	0,28	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1017,45	99,24	73,59	156,07	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2481,98	-1159,04	-550,81	-358,78	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	98,7	56,08	34,13	43,35	
	L <sub>t</sub> (m)	0,99	1,29	1,24	0,98	
	L <sub>c</sub> (m)	0,41	0,11	0,17	0,42	
	d (m)	0,496	0,645	0,618	0,488	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1240,990	579,520	275,405	179,390	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	184,84	112,10	51,02	26,25
		N <sub>2</sub>	61,612	37,367	17,006	8,751
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>4,62</b>	<b>2,80</b>	<b>1,28</b>	<b>0,66</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>1,54</b>	<b>0,93</b>	<b>0,43</b>	<b>0,22</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,80	2,16	1,31	1,67
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>5,57</b>	<b>3,34</b>	<b>1,60</b>	<b>1,07</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>1,54</b>	<b>1,47</b>	<b>0,75</b>	<b>0,64</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,21	6,77	6,48	5,12
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>6,78</b>	<b>6,78</b>	<b>6,78</b>	<b>6,78</b>
		Bonde 2	<b>6,78</b>	<b>6,78</b>	<b>6,78</b>	<b>6,78</b>

Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
		Bonde 2	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	17 cm	22 cm	21 cm	16 cm
		Bonde 2	17 cm	22cm	21cm	16cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,98	3,87	3,71	2,93
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		1,70	1,70	1,70	1,70
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		3HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe	3HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3,39cm <sup>2</sup> )	(A=4,52cm <sup>2</sup> )	(A=4,52cm <sup>2</sup> )	(A=3,39cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	τ <sub>u</sub> (MPa)	0,392	0,223	0,135	0,172
		τ <sub>b</sub> (MPa)	0,548	0,312	0,190	0,241
		N <sub>s</sub> (kN)	235,08	173,49	108,31	41,8
	ELS	σ <sub>b</sub> (MPa)	0,78	0,58	0,36	0,14

		voile 4 (3,50m)				
Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,05	3,1	3,15	3,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,61	0,62	0,63	0,64	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2553,84	1185,4	1351,02	3329,25	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5464,96	-3520,7	-2736,17	-2960,25	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		631,27	425,41	220,26	200,13
	L <sub>t</sub> (m)		2,08	2,32	2,11	1,51
	L <sub>c</sub> (m)		0,97	0,78	1,04	1,69
	d (m)		1,039	1,160	1,054	0,753
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2732,480	1760,350	1368,085	1480,125
	N (kN)	N <sub>1</sub>	851,97	612,38	432,75	334,39
		N <sub>2</sub>	283,991	204,126	144,249	111,463
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>21,30</b>	<b>15,31</b>	<b>10,82</b>	<b>8,36</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>7,10</b>	<b>5,10</b>	<b>3,61</b>	<b>2,79</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		24,30	16,38	8,48	7,71
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>27,38</b>	<b>19,40</b>	<b>12,94</b>	<b>10,29</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>7,10</b>	<b>9,20</b>	<b>5,73</b>	<b>4,71</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,91	12,18	11,07	7,91

	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	27,92	21,56	15,4	12,32
		Bonde 2	13,56	13,56	11,3	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X9HA14	2X6HA12	2X 5HA14	2 X 4HA14
		Bonde 2	2X8HA12	2X 8HA12	2X5HA12	2 X 3HA12
	$S_t$ (cm)	Bonde1	12 cm	15cm	21 cm	19 cm
		Bonde 2	13cm	15cm	21cm	25 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )/bande		6,24	6,96	6,33	4,52
	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,98	5,39	3,85	3,08
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA12/nappe	7HA12/nappe	7HA12/nappe	4HA12/nappe
	ep =20cm		(A=7,91cm <sup>2</sup> )	(A=7,91cm <sup>2</sup> )	(A=7,91cm <sup>2</sup> )	(A=4,52cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,150	0,762	0,388	0,347
		$\tau_b$ (MPa)	1,610	1,067	0,544	0,486
	ELS	$N_s$ (kN)	2467,8	1935,45	1282,67	525,07
$\sigma_b$ (MPa)		3,67	2,88	1,91	0,79	

		<i>voile 7 (2,20m)</i>				
Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,975	2	2,025	2,05	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,395	0,4	0,405	0,41	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-553,72	-344,12	1259,71	4023,12	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7528,35	-6766,92	-5997,49	-5496,59	
	Nature de la section		SET	SET	SET	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	226,81	228,48	189,53	111,48	
	L <sub>t</sub> (m)	1,98	2,00	2,03	1,18	
	L <sub>c</sub> (m)	0,00	0,00	0,00	0,87	
	d (m)	0,988	1,000	1,013	0,592	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3764,175	3383,460	2998,745	2748,295	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1115,14	1015,04	910,87	487,95
		N <sub>2</sub>	371,712	338,346	303,623	162,651
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	27,88	25,38	22,77	12,20
		A <sub>v2</sub>	9,29	8,46	7,59	4,07
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,73	8,80	7,30	4,29
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	30,06	27,58	24,60	13,27
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,29	10,66	9,41	5,14
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,37	10,50	10,63	6,21
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	30,8	27,72	24,64	15,4
		Bonde 2	11,3	11,3	11,3	6,78

Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X10HA14	2X9HA14	2X8HA14	2X5HA14
		Bonde 2	2X5HA12	2X5HA12	2X5HA12	2X3HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	11cm	13 cm	12 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5,93	6,00	6,08	3,55
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,70	6,93	6,16	3,85
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		5HA14/nappe	5HA14/nappe	4HA14/nappe	3HA14/nappe
	ep =20cm		(A=7,7cm <sup>2</sup> )	(A=7,7cm <sup>2</sup> )	(A=6,16cm <sup>2</sup> )	(A=4,62cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	τ <sub>u</sub> (MPa)	0,638	0,635	0,520	0,302
		τ <sub>b</sub> (MPa)	0,893	0,889	0,728	0,423
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	4262,68	3394,54	2316,56	1001,75
		σ <sub>b</sub> (MPa)	9,30	7,40	5,05	2,26

Ferrailage des voiles Y-Y:

voile 5 (4,80m)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,35	4,4	4,45	4,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,87	0,88	0,89	0,9	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1871,9	1585,21	2277,18	4711,77	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5264,44	-3998,46	-3240,76	-4972,7	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	1327,57	1220,25	896,35	419,31	
	L <sub>t</sub> (m)	3,21	3,15	2,61	2,31	
	L <sub>c</sub> (m)	1,14	1,25	1,84	2,19	
	d (m)	1,604	1,575	1,307	1,155	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2632,220	1999,230	1620,380	2486,350	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1267,01	944,89	635,24	861,75
		N <sub>2</sub>	422,336	314,962	211,747	287,251
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	31,68	23,62	15,88	21,54
		A <sub>v2</sub>	10,56	7,87	5,29	7,18
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		51,11	46,98	34,51	16,14
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	44,45	35,37	24,51	25,58
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	10,56	19,62	13,92	11,22
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		16,85	16,54	13,72	12,13
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	52,26	36,18	28,14	28,14

		Bonde 2	18,08	21,56	18,08	18,08
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X13HA16	2X9HA16	2X7HA16	2X 7HA16
		Bonde 2	2X 5HA14	2X7HA14	2X5HA14	2X5HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	12 cm	18cm	19cm	17cm
		Bonde 2	32cm	32cm	26cm	23cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		9,63	9,45	7,84	6,93
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		13,07	9,05	7,04	7,04
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA16/nappe	6HA16/nappe	4HA16/nappe	4HA16/nappe
	ep =20cm		(A=14,07cm <sup>2</sup> )	(A=12,06cm <sup>2</sup> )	(A=8,04cm <sup>2</sup> )	(A=8,04cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	τ <sub>u</sub> (MPa)	1,695	1,541	1,119	0,518
		τ <sub>b</sub> (MPa)	2,374	2,157	1,567	0,725
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	7465,12	5744,8	3756,81	1536,66
		σ <sub>b</sub> (MPa)	7,65	5,94	3,92	1,59

		voile 6 (3,25m)				
Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,025	3,05	3,075	3,1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,605	0,61	0,615	0,62	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-837,37	-754,16	-419,65	25,54	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4599,04	-3442,95	-2235,8	-905,02	
	Nature de la section		SET	SET	SET	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		295,69	176,26	149,39	87,95
	L <sub>t</sub> (m)		3,03	3,05	3,08	3,01
	L <sub>c</sub> (m)		0,00	0,00	0,00	0,09
	d (m)		1,513	1,525	1,538	1,507
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2299,520	1721,475	1117,900	452,510
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1043,41	787,57	515,63	204,64
		N <sub>2</sub>	347,802	262,525	171,877	68,214
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	26,09	19,69	12,89	5,12
		A <sub>v2</sub>	8,70	6,56	4,30	1,71
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,38	6,79	5,75	3,39
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	28,93	21,39	14,33	5,96
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	8,70	8,26	5,73	2,55
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		15,88	16,01	16,14	15,83
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	30,8	21,56	18,48	18,48

		<b>Bonde 2</b>	<b>18,48</b>	<b>18,48</b>	<b>18,48</b>	<b>18,48</b>
<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	<b>2 X10HA14</b>	<b>2 X7HA14</b>	<b>2 X6HA14</b>	<b>2X6HA14</b>
		<b>Bonde 2</b>	<b>2X6HA14</b>	<b>2X6HA14</b>	<b>2X6HA14</b>	<b>2X6HA14</b>
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bonde1</b>	15 cm	22cm	26 cm	25 cm
		<b>Bonde 2</b>	25cm	25cm	26cm	25cm
	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm<sup>2</sup>)/bande</b>		9,08	9,15	9,23	9,04
	<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		7,70	5,39	4,62	4,62
	<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>6HA14/nappe</b>	<b>6HA14/nappe</b>	<b>6HA14/nappe</b>	<b>6HA14/nappe</b>
	<b>ep =20cm</b>		<b>(A=9,24cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9,24cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9,24cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9,24cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversal</b>		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>
	<b>contrainte</b>	<b>τ<sub>u</sub>(MPa)</b>	0,543	0,321	0,270	0,158
		<b>τ<sub>b</sub>(MPa)</b>	0,760	0,449	0,378	0,221
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	4235,64	3241,07	2104,26	849,9
		<b>σ<sub>b</sub>(MPa)</b>	<b>6,24</b>	<b>4,84</b>	<b>3,14</b>	<b>1,26</b>

		voile 8 (2,40)				
Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,4	2,4	2,4	2,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,48	0,48	0,48	0,48	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1339,66	204,98	101,33	183,42	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2820,39	-1279,3	-584,14	-393,16	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	140,69	20,52	16,88	11,81	
	L <sub>t</sub> (m)	1,63	2,07	2,05	1,83	
	L <sub>c</sub> (m)	0,77	0,33	0,35	0,57	
	d (m)	0,814	1,034	1,023	0,913	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1410,195	639,650	292,070	196,580	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	344,19	198,47	89,60	53,86
		N <sub>2</sub>	114,728	66,158	29,867	17,953
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>8,60</b>	<b>4,96</b>	<b>2,24</b>	<b>1,35</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>2,87</b>	<b>1,65</b>	<b>0,75</b>	<b>0,45</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,42	0,79	0,65	0,45
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>9,96</b>	<b>5,16</b>	<b>2,40</b>	<b>1,46</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>2,87</b>	<b>1,85</b>	<b>0,91</b>	<b>0,56</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,54	10,86	10,74	9,59

	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	11,3	11,3	11,3	11,3
		Bonde 2	9,04	11,3	11,3	11,3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X5HA12	2X5HA12	2X5HA12	2X5HA12
		Bonde 2	2X4HA12	2X5HA12	2X5HA12	2X5HA12
	$S_t$ (cm)	Bonde1	16cm	21 cm	20 cm	18cm
		Bonde 2	20 cm	21 cm	20 cm	18 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )/bande		4,88	6,21	6,14	5,48
	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,83	2,83	2,83	2,83
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		5HA14/nappe	5HA14/nappe	5HA14/nappe	5HA14/nappe
	ep =20cm		(A=7,7cm <sup>2</sup> )	(A=7,7cm <sup>2</sup> )	(A=7,7cm <sup>2</sup> )	(A=7,7cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,326	0,048	0,039	0,027
		$\tau_b$ (MPa)	0,456	0,067	0,055	0,038
	ELS	$N_s$ (kN)	808,38	586,07	366,28	147,61
		$\sigma_b$ (MPa)	1,58	1,14	0,71	0,29

**1) Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées suivantes :

$$a- 1.35 G + 1.5 Q : \quad \text{à l'ELU}$$

$$G + Q : \quad \text{à l'ELS}$$

$$b- G + Q \pm E \quad \text{RPA 2003}$$

$$0,8G \pm E \quad \text{RPA 2003}$$

En procédant à des vérifications à l'ELS.

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.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- *Section partiellement comprimée (SPC).*
- *Section entièrement comprimée (SEC).*
- *Section entièrement tendue (SET).*

**2) Recommandation du RPA 2003 :****2.a) Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

**-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).**

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

**-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIa)**

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$$

**-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIa)**

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30 x30)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$$

-Le diamètre minimal des aciers est de  $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

### 2\_b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec :  $\Phi_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espace des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \left\{ \Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, \left( \frac{1}{4} + 10 \frac{1}{\text{cm}} \right) \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \left( \Phi_L^{\min}, 15cm \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

**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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

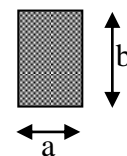
$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Avec :  $\lambda_g$  élancement géométrique.



▪ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

▪ Section d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)

$\frac{A_t}{bS_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$ .

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes

**3) Exposé de la méthode de calcul :**

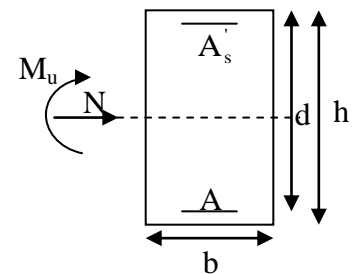
Pour la Détermination des armatures longitudinales 2cas peuvent être représenter :

**3-1) Calcul des armatures à l'ELU :**

**3-1-a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

• Calcul du centre de pression  $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression C se situe à l'extérieur du noyau central.



$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du noyau central la section est entièrement comprimée.

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) \geq M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

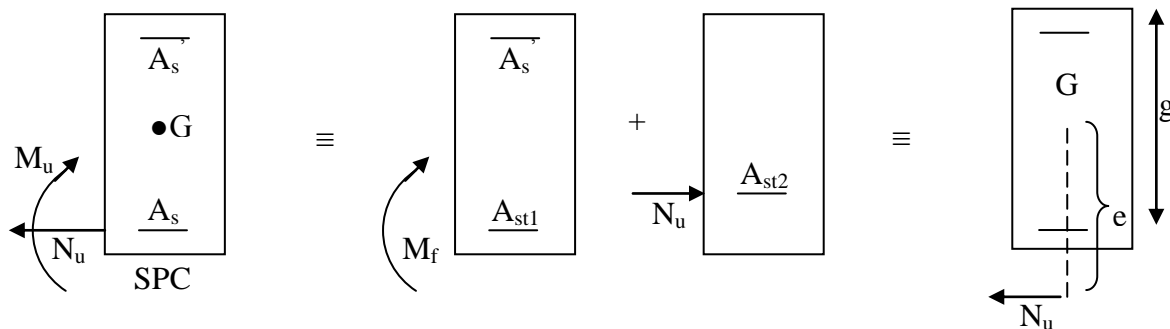
$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

$N_u$ : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$  si l'effort est négatif.

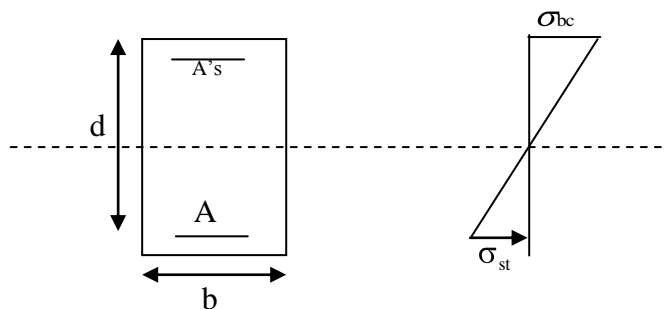
$$\text{Si } A_s \text{ est négative } A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000} , 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}.$$

Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\gamma_s (h - c')} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

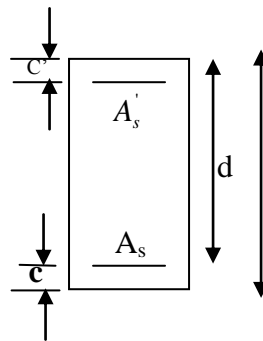
La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

**3-1-b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$ .
- $N_u (h - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$ .

Deux cas peuvent se présenter :



Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N (h - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (h - 0,5h) b h f_{bc}}{\gamma_s (h - c')}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u (h - c') < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$A_s = 0$ .

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N \left( 1 - \frac{c'}{h} \right) M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Remarque :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Calcul des armatures dans le sens longitudinal : (M2)**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres(2directions)
(45x45)	N <sub>max</sub> = 1184,84	M <sub>cor</sub> = 1,846	SEC	0	0	16.20	18.71	4T14+4T20
	N <sub>min</sub> = - 1727,76	M <sub>cor</sub> = -15,127	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -120.27	M = 40,276	SPC	0	1.47			
(40x40)	N <sub>max</sub> = 561.35	M <sub>cor</sub> = 2,008	SEC	0	0	12.8	14,19	4T14+4T16
	N <sub>min</sub> = -889,19	M <sub>cor</sub> = -6,795	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -90,7	M = 46,889	SPC	0	2,45			
(35x35)	N <sub>max</sub> = 170,1	M <sub>cor</sub> = 6,864	SEC	0	0	9.8	12,31	8T14
	N <sub>min</sub> = -368,89	M <sub>cor</sub> = -33,592	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -61,35	M = 38,962	SPC	0	2.87			
(30x30)	N <sub>max</sub> = 56,19	M <sub>cor</sub> = -0,194	SEC	0	0	7.2	9,05	8T12
	N <sub>min</sub> = -127,78	M <sub>cor</sub> = -17,339	SPC	0	0.02			
	N <sub>cor</sub> = -21,5	M = 27,615	SPC	0	2.90			

**Calcul des armatures dans le sens transversal (M3)**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres(2directions)
(45x45)	N <sub>max</sub> = 1184,84	M <sub>cor</sub> = 0.626	SEC	0	0	16.20	18.71	4T14+4T20
	N <sub>min</sub> = - 1727,76	M <sub>cor</sub> = -1.349	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -50.26	M = 81.236	SPC	0	5.21			
(40x40)	N <sub>max</sub> = 561.35	M <sub>cor</sub> = 4.306	SEC	0	0	12.8	14.19	4T14+4T16
	N <sub>min</sub> = -889,19	M <sub>cor</sub> = -16.789	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -105.61	M = 83.608	SPC	0	5.65			
(35x35)	N <sub>max</sub> = 170,1	M <sub>cor</sub> = 0.243	SEC	0	0	9.8	12,31	8T14
	N <sub>min</sub> = -368,89	M <sub>cor</sub> = -26.462	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -104.84	M = 61.063	SPC	0	4.64			
(30x30)	N <sub>max</sub> = 56,19	M <sub>cor</sub> = 0.346	SEC	0	0	7.2	9,05	8T12
	N <sub>min</sub> = -127,78	M <sub>cor</sub> = -3.538	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -27.43	M = 36.353	SPC	0	3.92			

**4) Vérifications à l'ELS :**

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

➤ état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ état limite de compression du béton :

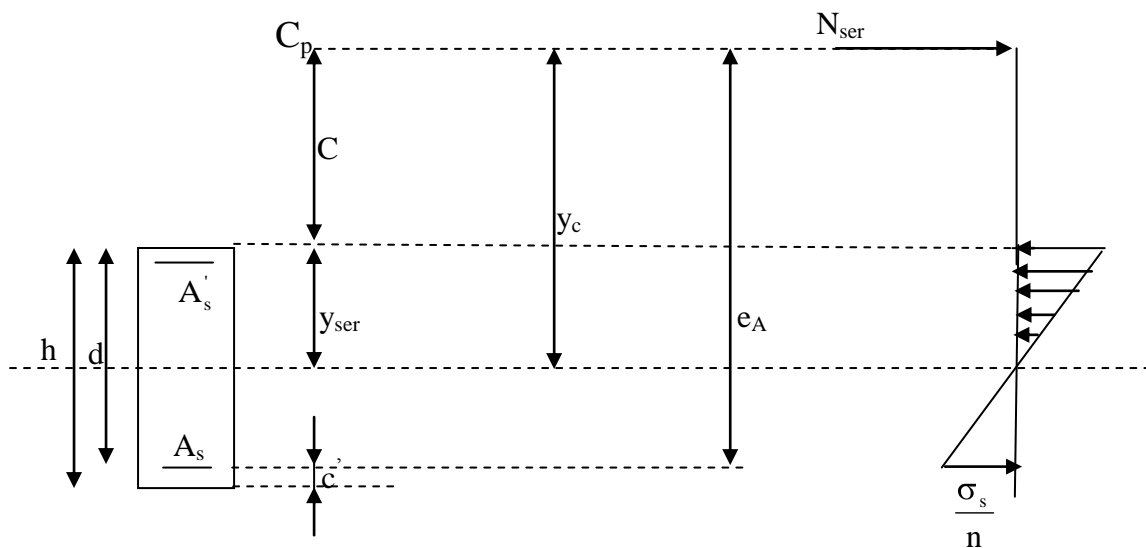
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} .$$

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.

**4-1-a) Section partiellement comprimée :**



**Position de centre de pression.**

$Y_c$  : est la distance de l'axe neutre au centre de pression  $C_p$  comportée positivement avec effort normal  $N_{ser}$  de compression.

$C$  : distance de centre de pression ( $c$ ) à la fibre la plus comprimée

$$C=d-e_A$$

avec :  $e_A$  de même signe que  $N_{ser}$ .

Si  $N_{ser} < 0 \Rightarrow$  quelque soit la position du centre de pression (à l'intérieur ou à l'extérieur de la section).

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d & (C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d & (C_p \text{ à l'intérieure de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose  $y_{ser} = y_c - C$ ,  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$\text{tq: } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que  $y_c$  est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A_s'(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A_s'(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}. \text{ puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \varphi \left( \frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left( \sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

• Calcul des contraintes :

Hypothèses caractéristique à l'ELS :

H<sub>1</sub> : les sections planes restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H<sub>2</sub> : le béton tendu est négligé dans les calcul.

H<sub>3</sub> : les matériaux restent dans leur domaine élastique à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = E_b \varepsilon_b \quad , \quad \sigma_{st} = E_s \varepsilon_s$$

$\sigma_{bc}$  : contrainte dans le béton

E : module de Young.  $\varepsilon$  : deformation

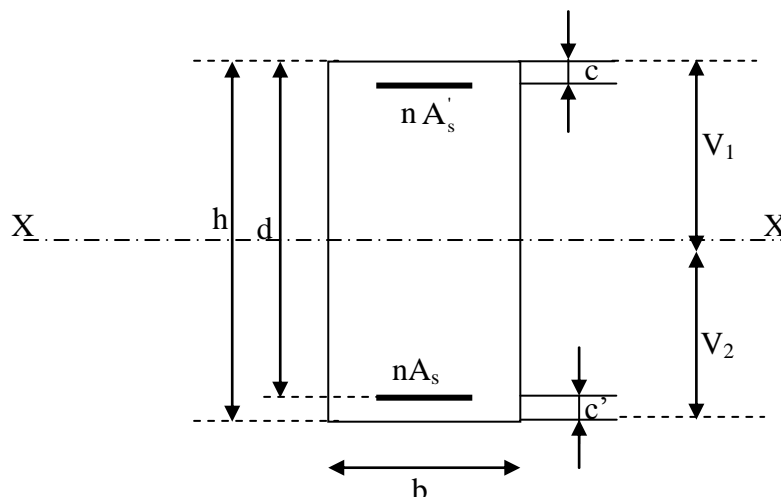
$\sigma_{st}$  : contrainte dans l'acier

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer

au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

• Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 A_s (y_{ser} - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors :  $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$  (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent  $\sigma_{bc} = Ky_{ser}, \sigma_s = nK(-y_{ser})$  avec  $n=15$ .

Il faut vérifier  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si  $\sigma_b \geq 0$  si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

**4-1-b) Section entièrement comprimée :**

➤ La section total homogène est :  $S = bh + n(A_s + A'_s)$ .

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (C_1^3 + V_2^3) + 15 \left[ A_s (C_2 - C')^2 + A'_s (C_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

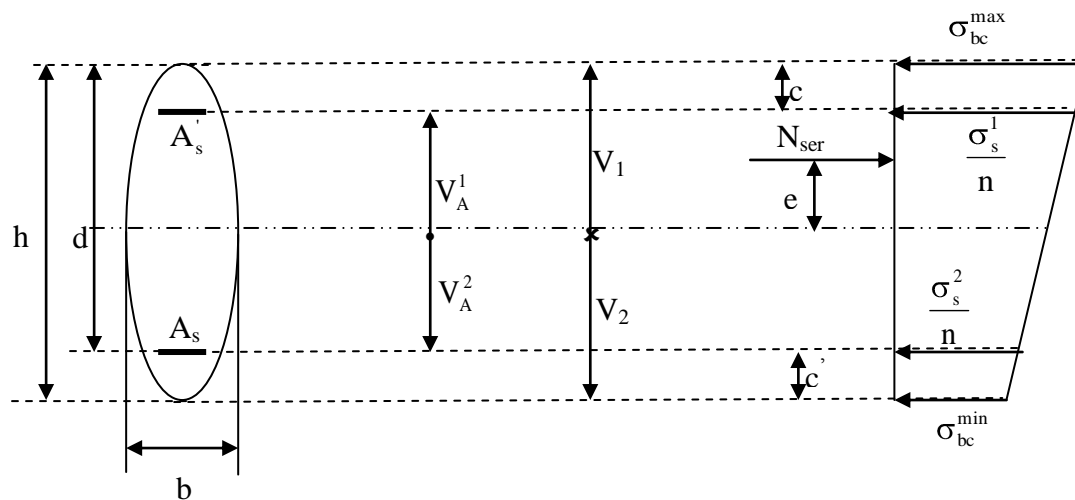
$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$N_s$  : effort de compression a' L'ELS.  $M_s$  : Moment fléchissant a' L'ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



**Remarque :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ **longitudinale :**

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{b\text{sup}}$ (MPa)	$\sigma_{b\text{ inf}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_a\text{ sup}$ (MPa)	$\sigma_a\text{ inf}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	OBS
(45x45)	-211,08	-5,734	18,71	1,05	0,58	15	vérifiée	15,3	9,22	348	Vérifiée
	-713,43	1,986		2,84	2,68	15	vérifiée	42,4	40,3	348	Vérifiée
	-444,31	15,139		2,33	1,1	15	vérifiée	33,7	17,8	348	Vérifiée
(40x40)	115,21	-5,803	14,19	0,73	0,21	15	vérifiée	10,4	3,68	348	Vérifiée
	-435,52	7,318		2,1	1,45	15	vérifiée	30,9	22,4	348	Vérifiée
	-255,63	17,033		1,8	0,28	15	vérifiée	25,5	5,75	348	Vérifiée
(35x35)	-42,34	-4,858	12,31	0,41	0	15	vérifiée	5,65	-0,44	348	Vérifiée
	-244,3	-14,244		1,69	0,36	15	vérifiée	23,9	6,66	348	Vérifiée
	-112,24	16,235		1,28	0	15	vérifiée	17,4	-4,76	348	Vérifiée
(30x30)	-6,23	0,03	9,05	0,03	0,03	15	vérifiée	0,43	0,39	348	Vérifiée
	-93,05	-12,512		1,08	0	15	vérifiée	14,8	-3,79	348	Vérifiée
	31,25	12,672		0,44	0	15	vérifiée	5,34	-11,3	348	Vérifiée

**Sens transversal :**

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{b\text{sup}}$ (MPa)	$\sigma_{b\text{ inf}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_a\text{ sup}$ (MPa)	$\sigma_a\text{ inf}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	OBS
(45x45)	-211,08	-0,075	18,71	0,82	0,81	15	vérifiée	12,3	12,2	348	Vérifiée
	-713,43	-0,739		2,79	2,73	15	vérifiée	41,8	41	348	Vérifiée
	-577,95	4,56		2,42	2,05	15	vérifiée	35,9	31,1	348	Vérifiée
(40x40)	-115,21	-0,051	14,19	0,47	0,47	15	vérifiée	7,08	7,02	348	Vérifiée
	-435,52	0,611		1,8	1,75	15	vérifiée	12,8	26,3	348	Vérifiée
	-148,1	6,497		0,89	0,31	15	vérifiée	12,8	5,29	348	Vérifiée
(35x35)	-42,34	-0,03	12,31	0,18	0,18	15	vérifiée	2,67	2,63	348	Vérifiée
	-244,3	-3,3		1,17	0,87	15	vérifiée	17,3	13,3	348	Vérifiée
	6,445	119,49		7,37	0	15	vérifiée	84,6	-251,9	348	Vérifiée
(30x30)	-6,23	0,03	9,05	0,03	0,03	15	vérifiée	0,43	0,39	348	Vérifiée
	-93,05	-12,512		81,08	0	15	vérifiée	14,8	3,75	348	Vérifiée
	-10,04	5,606		0,44	0	15	vérifiée	5,34	-11,3	348	Vérifiée

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \dots\dots\dots (\text{RPA99ver 2003/Art 7.4.2.2})$$

Avec :

$T_u$  : effort tranchant de calcul.

$b_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_1$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_1 \geq 5. \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

L'élanement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$l_f = 0.7 \cdot l_0$   $l_0$  : longueur libre du poteau.

$l_0 = 306 \text{ cm}$  pour les Poteau de (RDC et les étages).

Sens xx :

- Poteau de (45x45)  $\text{cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 306 = 16.50$
- Poteau de (40x40)  $\text{cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$
- Poteau de (35x35)  $\text{cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$
- Poteau de (30x35)  $\text{cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$

On remarque que :  $\lambda > 5$  donc :  $\rho_1 = 2.5$

**d) Espacement des armatures transversales :**

Selon le (RPA99ver2003/Art 7.4.2.2) la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

❖ **Poteaux (45x45) :**

➤ **En zone nodale :**

$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$

Soit:  $S_t = 10\text{cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'ou : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 83.54 \times 10^3}{45 \times 40000} = 1.42\text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{T8} = 2.00\text{cm}^2$

❖ **Poteaux (40x40) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'ou : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 97.95 \times 10^3}{40 \times 40000} = 1.83\text{cm}^2$$

Soit:  $A_t = 4\text{T8} = 2.00\text{cm}^2$

❖ **Poteaux (30x30) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'ou : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 106 \times 10^3}{35 \times 40000} = 2.2\text{cm}^2$$

Soit:  $A_t = 4\text{T10} = 3.14\text{cm}^2$

❖ **Poteaux (30x30) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1$$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'ou : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 106 \times 10^3}{30 \times 40000} = 2.2\text{cm}^2$$

Soit:  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

**e) Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA99ver2003/Art 7.4.2.2)**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si  $\lambda_g \geq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si  $3 < \lambda_g < 5$ .....Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

❖ **En zone nodale :**

➤ Poteaux de  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteaux de  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

❖ **En zone courante:**

➤ Poteau de  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$ .

**Conclusion**

Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Zone	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armature longitudinaux
Zone I	RDC. 1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	45 x 45	4HA20 + 4HA14
Zone II	3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup> étage	40 x 40	4HA16+4T14
Zone III	6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup> étage	35 x 35	8HA14
Zone VI	9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup> étage	30 x 30	8HA12

## VIII -Etude de l'infrastructure :

### ➤ Introduction :

La fondation est par définition un élément de la structure qui permet la transmission au sol des efforts provenant de la superstructure. Ces efforts sont :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### ➤ Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de **2 bars**.

## VIII-1) Fondation :

### VIII-1-1) semelles isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1.00 \Rightarrow A = 1.00B \quad \text{Poteau rectangulaire}$$

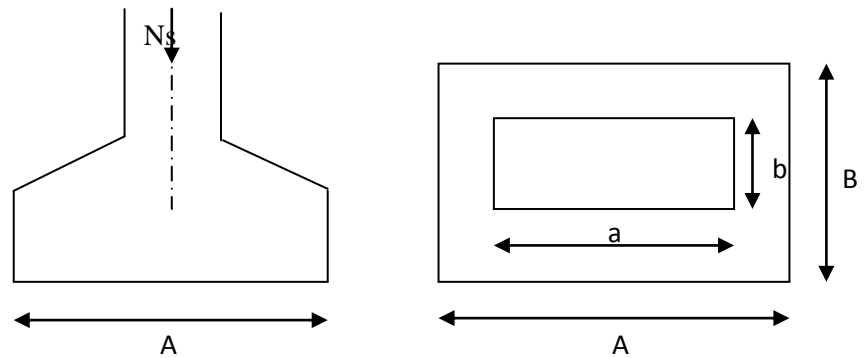
D'où  $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

On a :

$$N_{ser} = 1231,84 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1231,84}{200}} = 2,48\text{m} \Rightarrow B = 2,6\text{m}$$



✓ **Conclusion :**

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes.

**VIII-1-2) semelles filantes :**

**a- Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$ ),

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau 1 :** Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	G + Q	L(m)	B(m)	B <sub>adp</sub> (m)	S = BxL(m <sup>2</sup> )
VL5	6335,16	4,8	6,60	7,00	33,6
VL6	3066,17	3,25	4,71	5,00	16,25
Somme					49,85

**Tableau 2 :** Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	G + Q	L(m)	B(m)	B <sub>adp</sub> (m)	S=BxL
VT1	1882,23	1	9,41	10	10
VT2	2513,92	1,30	9,66	10	13
VT4	1995,19	3,5	2,85	3	10,5
VT7	2579,94	2,2	5,86	6.00	13,2
VT8	808,38	2,40	1,68	2.00	4,8
Somme					51,5

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St =101,35 m<sup>2</sup>**.

### **b- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

#### **1-hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### **2- Etape du calcul :**

##### **- détermination de la résultante des charges :**

$$R = \sum N_i$$

##### **- détermination de coordonnée de la résultante :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

##### **- détermination de la distribution par (ml) de semelle :**

Si  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

Si :  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

**Détermination de largeur B de la semelle :**

**Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :**

Column	G+Q(KN)	Ni total(KN/m)	Mi(KN/m)	Mtotal(KN.m)	ei (m)	Nixei (KN.m)
C3	275,64		0,079		7.7	2504.2
C8	577,13		0,989		4.66	5323.5
C14	656,19		4,738		0.1	136.458
C69	443,6		0,389		-4.1	-1912.117
		<b>1952,56</b>		<b>6,195</b>		<b>4373.964</b>

**Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$AN : e = \frac{4373,964 + 6,195}{1952,56} = 2,24m$$

$$e = 2,24 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17,40}{6} = 2.9 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{1952,56}{17,40} \times \left(1 + \frac{6 \times 2,4}{17,40}\right) = 198,90 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{1952,56}{17,40} \times \left(1 - \frac{6 \times 2,24}{17,40}\right) = 25,53 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1952,56}{17,40} \times \left(1 + \frac{3 \times 2,24}{17,40}\right) = 43,33 \text{ kN/m}^2$$

✓ **détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(1/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{198,90}{200} = 0,99m \text{ on prend } B = 1,00m$$

On aura donc,  $S = 1,00 \times 17,40 = 17,4m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 17,40 \times 6 = 104,4m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 104,4 + 101,35 = 205,75m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 15,20 \times 17,40 = 264,48m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{205,75}{264,48} = 0,77$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 77 %

**Conclusion :**

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.

**VIII-1-3) Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

**VIII -1-4) Pré dimensionnement du radier :****a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

**b) Selon la condition forfaitaire :****- Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : portée max

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m} \Rightarrow \Rightarrow 480/8 = 60 \text{ cm} \leq h \leq 480/5 = 96 \text{ cm}$$

On prend  $h=95$

**- Sous poteaux :****➤ La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } h_d = 25 \text{ cm}$$

**➤ La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale a :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 95 \text{ cm}$

**-La base de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Longrightarrow \quad 0.4 \times 95 \leq b_n \leq 0.7 \times 95 = 38 \text{ cm} \leq b_n \leq 66,5 \text{ cm}$$

On prend  $b_n = 50 \text{ cm}$

**C) Condition de la longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

**Avec :**

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.98 \text{ m}$$

**Conclusion :** D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 95 \text{ cm}$  .....Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$  .....Hauteur de la dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$  .....Largeur de la nervure.

**VIII -1-5) Détermination des efforts :**❖ **Calcul de la surface nécessaire au radier :**

- Charge permanente  $G = 34625,36 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation  $Q = 4337,17 \text{ KN}$

❖ **Combinaison d'actions :**

ELU :  $N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 34625,36) + (1,5 \times 4337,17) = 53250 \text{ KN}$ .

ELS :  $N_{sl} = G + Q = 34625,36 + 4337,17 = 38962,53 \text{ KN}$ .

**VIII -1-6) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{53250}{1,33 \times 200} = 200,18 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{38962,53}{1,33 \times 200} = 146,47 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max \left( S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \right) = 200,18 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 264,48 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 200,18 \text{ m}^2$$

**Remarque :** On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{95}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 47,5 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de  $h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{rad}} = 264,48 + 0,5 \times (17,40 + 15,20) \times 2 = 297,08 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale :  $S_{\text{rad}} = 297,08 \text{ m}^2$

### **VIII -1-7) Calcul des sollicitations à la base 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:**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (297,08 \times 0,25) \times 25 = 1856,75 \text{ KN}$$

#### **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (0,95 - 0,25) \times 17,40 \times 6) + (0,5 \times (0,95 - 0,25) \times 15,20 \times 4)] \times 25$$

$$P_n = 1445,5 \text{ KN}$$

#### **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,5 \times 17,40 \times 6) + (0,5 \times 15,20 \times 4) = 82,6 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(297,08 - 82,6) \times (0,95 - 0,25)] \times 17 = 2552,31 \text{ KN.}$$

#### **poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 297,08 \times 0,1 \times 25 = 742,7 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$G_{\text{rad}} = 1856,75 + 1445,5 + 2552,31 + 742,7 = 6597,26 \text{ KN}$$

#### **❖ Combinaison d'action :**

$$N_u = N_{ul} + 1,35 G_{\text{rad}} = 53250 + (1,35 \times 6597,26) = 62156,30 \text{ KN.}$$

$$N_s = N_{sl} + G_{rad} = 38962,53 + 6597,26 = 45559,8 \text{ KN.}$$

**VIII 1-8) Vérification :**

**VIII -1-8-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b=100 \text{ cm}$ ,  $d= 0,9 h_d= 0.9 \times 25=22.5 \text{ cm}$ .

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53250 \times 1}{297,08} \times \frac{4,80}{2} = 430,18 \text{ KN}$$

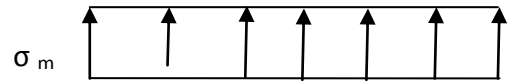
$$\tau_u = \frac{336.5 \times 1000}{1000 \times 360} = 0,934 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**VIII -1-8-2) Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par le effort normal (N) du aux charges verticales.

Le diagramme uniforme des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}}$$



**Fig. 10.1 : Diagramme des contraintes.**

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU:  $\sigma_m = \frac{N_U}{S_{rad}} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$

A l'ELS:  $\sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

**A l'ELU:  $N_u = 53250 \text{ KN}$**

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{53250}{297,08} = 179,24 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 179,24 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**A l'ELS:**  $N_s = 38962,53\text{KN}$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{38962,53}{297,08} = 131,15\text{KN/m}^2 \quad \sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 131,15\text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII -1-9) Ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

**VIII -1-9-1) Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$  : la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

**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 :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad L_x < L_y$$

**Remarque :**

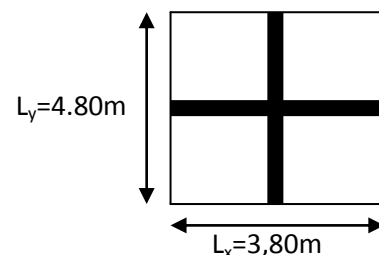
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

**VIII -1-9-2) Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3,80 \text{ m} ; L_y = 4,80 \text{ m}, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,80}{4,80} = 0,80$$

**A l'ELU :**

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$



$$\underline{\text{A l'ELS:}} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

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 :

$$q_{um} = \sigma_m \left( \text{ELU} \right) \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 179,24 - \frac{6597,26}{297,08} \right) \times 1ml = 157,03 \text{ KN} / m^2$$

- A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m \left( \text{ELS} \right) \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 131,15 - \frac{6597,26}{297,08} \right) \times 1ml = 108,94 \text{ KN} / m^2$$

### VIII -1-9-3) Calcul à l'ELU :

#### 1. Evaluation des moments $M_x, M_y$ :

On obtient :

$$M_{0x} = 0,0565 \times 157,03 \times 3,8^2 = 128,11 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{0y} = 0,595 \times 128,11 = 76,22 \text{ KN} \cdot m$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (-0,5) aux appuis et (0,85) en travée.

#### 2. Ferrailage dans le sens x-x :

##### Moments aux appuis :

$$M_{ua} = \left( 0,5 \right) M_{0x}$$

$$M_{ua} = \left( 0,5 \right) \times 128,11$$

$$M_{ua} = -64,05 \text{ KN} \cdot m$$

##### Moments en travée :

$$M_{ut} = \left( 0,85 \right) M_{0x}$$

$$M_{ut} = \left( 0,85 \right) \times 128,11$$

$$M_{ut} = 108,9 \text{ KN} \cdot m$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64,05 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.092 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.092 \rightarrow \beta_u = 0.952$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64,05 \times 10^3}{0.952 \times 22 \times 348} = 8,78 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit: 6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup> / ml avec un espacement de 20cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{108,9 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,158 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,158 \rightarrow \beta_u = 0,914$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{108,9 \times 10^3}{0,914 \times 22 \times 348} = 15,56 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA16 /ml = 16,08 cm<sup>2</sup> Avec un espacement de 17 cm.

### **3. Ferrailage dans le sens y-y :**

#### **Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = \left( 0,5 \right) M_{0y}$$

$$M_{ua} = \left( 0,5 \right) \times 76,22$$

$$M_{ua} = -38,11 \text{ KN.m}$$

#### **Moments en travée :**

$$M_{ut} = \left( 0,85 \right) M_{0y}$$

$$M_{ut} = \left( 0,85 \right) \times 76,22$$

$$M_{ut} = 64,78 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{38,11 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38,11 \times 10^3}{0,971 \times 22 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 7,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup> / ml avec un espacement de 20cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64,78 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,094 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,094 \rightarrow \beta_u = 0,951$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64,78 \times 10^3}{0,951 \times 22 \times 348} = 8,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup> / ml avec un espacement de 20cm

#### **IX-1-9-4) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 0,8}{2} = 2,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Aux appuis :**  $\begin{cases} A_{ua}^x = 8,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5,12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

**En travée :**  $\begin{cases} A_{ut}^x = 15,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 8,9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

#### **VIII 1-9-5) Calcul à l'ELS :**

##### **1. Evaluation des moments M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :  $M_x = 0,0632 \times 108,94 \times 3,8^2 = 99,42 \text{ KN.m}$   
 $M_y = 0,710 \times 99,42 = 70,58 \text{ KN.m}$

##### **Moments aux appuis :**

$$M_{sa} = \left( \left\langle 0,5 \right\rangle M_{sx} \right)$$

$$M_{sa} = \left( \left\langle 0,5 \right\rangle 99,42 \right)$$

$$M_{sa} = -49,71 \text{ KN.m}$$

##### **Moments en travée :**

$$M_{st} = \left( \left\langle 0,85 \right\rangle M_{sx} \right)$$

$$M_{st} = \left( \left\langle 0,85 \right\rangle 99,42 \right)$$

$$M_{st} = 84,50 \text{ KN.m}$$

##### **2. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :**

- a. On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{64,05}{49,71} = 1.28 \quad \text{et } \mu = 0.064 \rightarrow \alpha = 0.0828$$

$$\alpha = 0.0828 < \frac{1.28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{108,9}{84,50} = 1.28 \quad \text{et } \mu = 0.064 \rightarrow \alpha = 0.0828$$

$$\alpha = 0.0828 < \frac{1.28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39$$

**La condition est vérifiée**, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

**-Vérification de l'espacement des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{21}{\gamma}; 25cm \right\} \leq 25cm \Rightarrow OK$$

**-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ;} \quad V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{157,03 \times 4.8}{2} = 376,87 KN$$

$$\tau_u = \frac{376,87 \times 10^3}{1000 \times 220} = 1.71 MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4MPa \right\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 1.42 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**VIII -1-10) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

**1. Sollicitations de calcul :**• **A l'ELU :**

$$q_u = 157,03 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-157,03 \times 0,5^2}{2} = -19,62 \text{ KN.m}$$

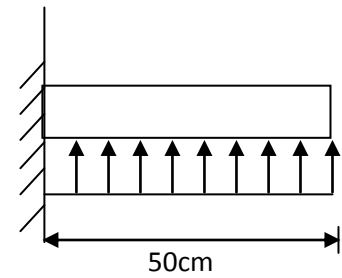


Schéma statique du débord

• **A l'ELS :**

$$q_s = 108,94 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-108,94 \times 0,5^2}{2} = -13,61 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul des armatures ELU :****a-Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,62 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,20} = 0,028 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19,62 \times 10^3}{0,986 \times 22 \times 348} = 2,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**3. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte a } \mathbf{2\text{HA } 12} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

**4. Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**5. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,62}{13,61} = 1,44$$

$$\mu = 0,067 \rightarrow \alpha = 0,141$$

$$\alpha = 0,141 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

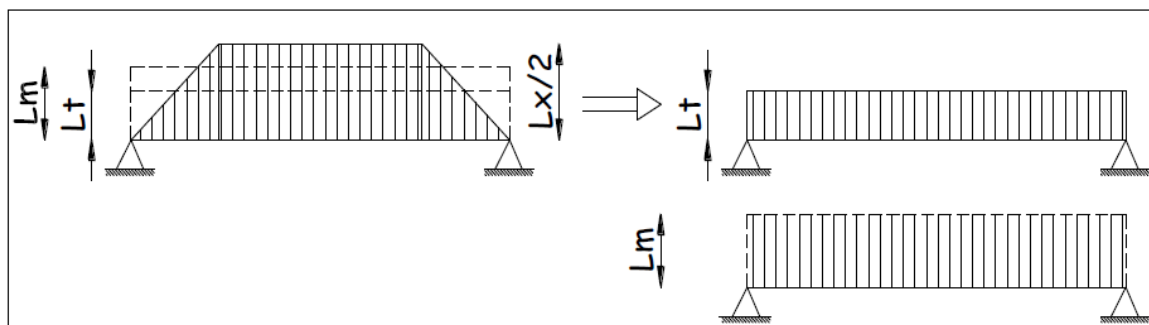
$A_{\text{radier}} > A_{\text{debord}} \Rightarrow$  Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier

**VIII -1-11) Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

**VIII -1-12) Détermination des efforts :**



**Effort tranchant :**  $L_t = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$

**Moment fléchissant :**  $L_m = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$

**Sens X-X :**

$$L_t = 3.80 (0.5 - 0.80/4) = 1.14\text{m}$$

$$L_m = 3.80 (0.5 - 0.80^2/6) = 1.49 \text{ m}$$

**Sens YY :**

$$L_t = 4,8 (0.5 - 0.80/4) = 1.44\text{m}$$

$$L_m = 4,8 (0.5 - 0.80^2/6) = 1.88 \text{ m}$$

**A. Détermination des chargements :**

$$\text{ELU} : q_u = 157,03\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = 108.94\text{KN/m}$$

- **Sens XX :**

❖ Pour les moments :

$$Q_u = 157,03 \times 1.49 \times 2 = 467,94 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 108.94 \times 1.49 \times 2 = 324,64 \text{ KN/m}$$

❖ Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 157,03 \times 1.14 \times 2 = 358,02\text{KN/m}$$

$$Q_s = 108.94 \times 1.14 \times 2 = 248,38\text{KN/m}$$

**.Sens YY :**

❖ Pour les moments :

$$Q_u = 157,03 \times 1,88 \times 2 = 590,43 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 108.94 \times 1,88 \times 2 = 409,61\text{KN/m}$$

❖ Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 157,03 \times 1.44 \times 2 = \mathbf{452,24\text{KN/m}}$$

$$Q_s = 108.94 \times 1.44 \times 2 = 313,74 \text{ KN/m}$$

Sens xx :

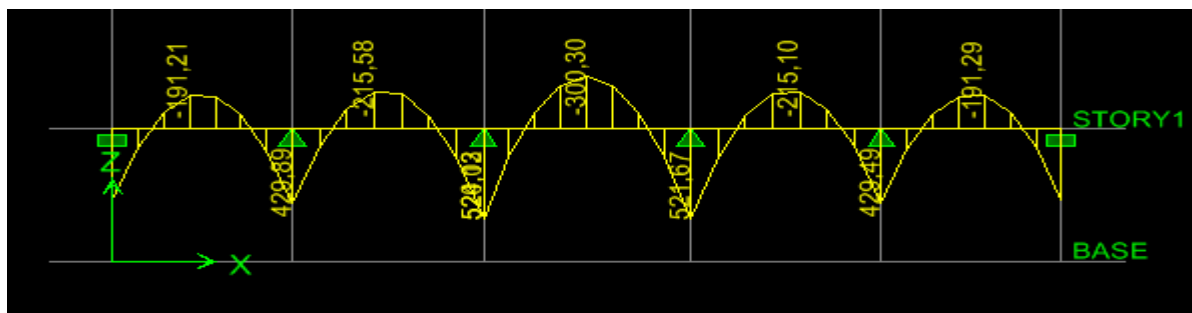


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

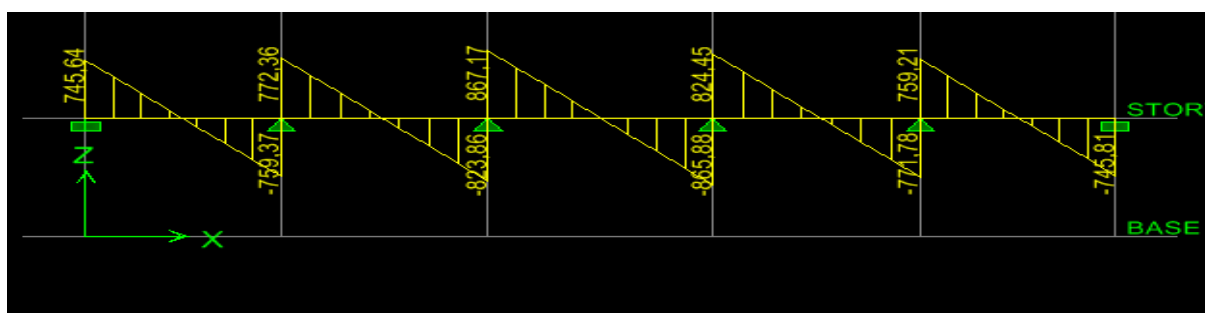


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

➤ ELS :

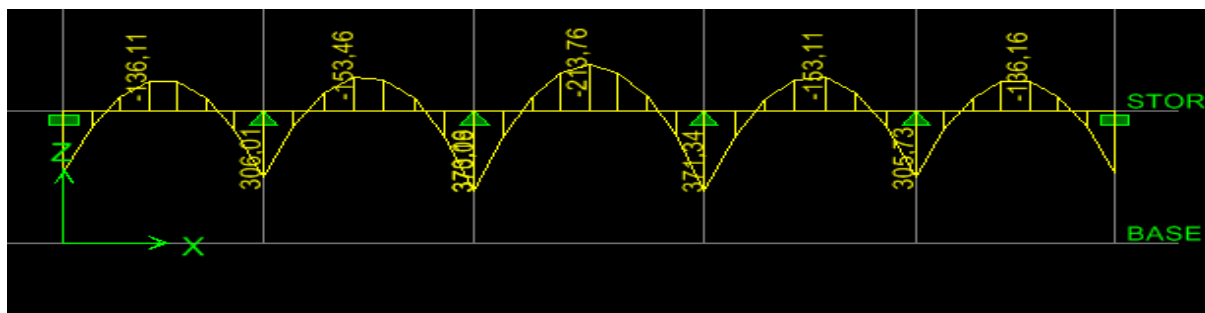


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

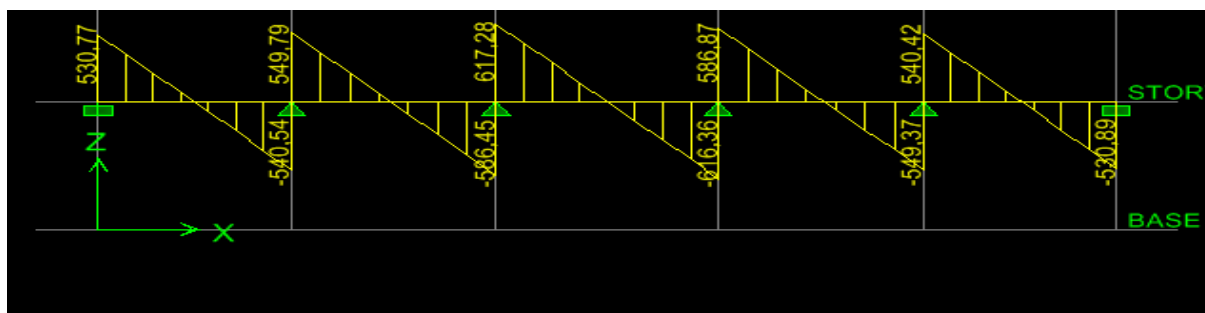


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Sens vy :

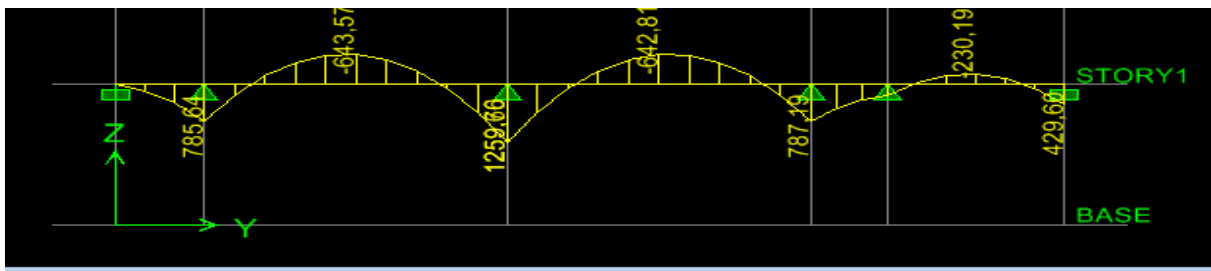


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

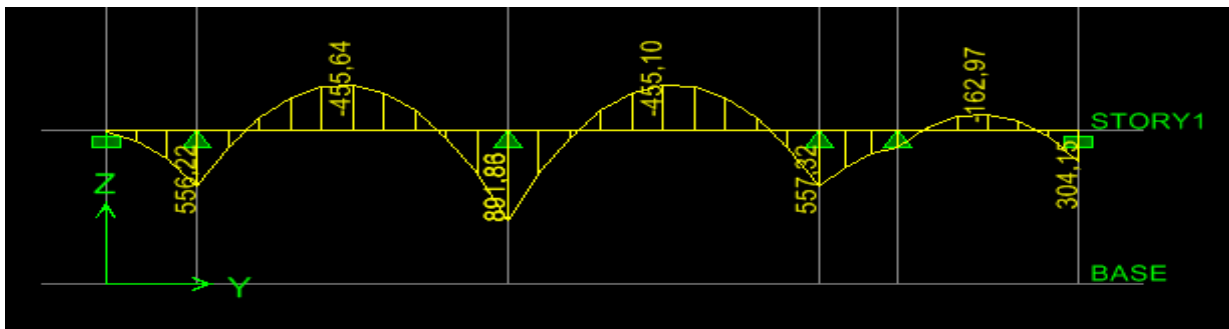


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

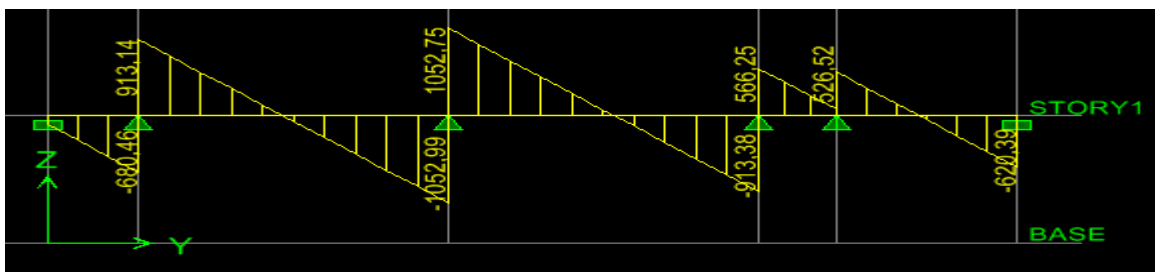


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

/	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	$M_{u \text{ travée}} = 300,30 \text{ KN.m}$	$M_{u \text{ travée}} = 643,57 \text{ KN.m}$
	$M_{s \text{ travée}} = 213,76 \text{ KN.m}$	$M_{s \text{ travée}} = 455,64 \text{ KN.m}$
Moments (Appuis)	$M_{u \text{ appuis}} = 521,67 \text{ KN.m}$	$M_{u \text{ appuis}} = 1259,66 \text{ KN.m}$
	$M_{s \text{ appuis}} = 371,34 \text{ KN.m}$	$M_{s \text{ appuis}} = 891,86 \text{ KN.m}$
Efforts Tranchants	$T_u = 867,17 \text{ KN}$	$T_u = 1487,30 \text{ KN}$
	$T_s = 617,28 \text{ KN}$	$T_s = 1052,75 \text{ KN}$

*Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants*

**a) Le ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b=100\text{cm}; \quad d = 92\text{cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.2\text{Mpa} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$

/			$M$ (KN/m)	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix		$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
							Filantes	Chapeaux	
<b>ELU</b>	<b>Sens X-X</b>	<b>Appui</b>	521,67	0,042	0.979	16,64	4HA20	4HA16	20,61
		<b>Travée</b>	300,30	0.024	0.988	9,50	4HA20	4HA16	20.61
	<b>Sens Y-Y</b>	<b>Appui</b>	787,19	0.066	0.966	24,64	4HA20	4HA20	25.12
		<b>Travée</b>	643,57	0.052	0.973	20,51	4HA20	4HA16	20.6

*Tableau: Ferrailage des nervures à l'ELU.*

**b) Vérifications à l'ELU :****Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 92 \times 2.1}{400} = 11,10 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

**A. Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend 3 cadres de  $\phi=8 \text{ mm}$

**B. Espacement des armatures :**• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{ 22.5, 24 \}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale .

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

**C. La quantité d'armatures transversales:**

- **En zone nodale :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.5 \text{ cm}^2$
- **En zone courante :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$

**D. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de  $90 \text{ cm}$ , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml } 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc  $\nu$  avec  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

**c) Vérification à l'ELS :**

**a. Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ **Sens x-x:**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{300,30}{213,76} = 1.40$$

$$\alpha = 0.304 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$R_{rt} \nu Q < w < Q < \quad VBCV \quad 2$$

❖ **Sens Y-Y :**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{643,57}{455,64} = 1.41$$

$$\alpha = 0.0667 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1259,66}{891,86} = 1,41$$

$$\alpha = 0.264 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

**1. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement:****(Art : 6.1.3/BAEL91) :****E. Sens X-X :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i (8HA20 + 8HA16) \times 3,14 = 904,32 \text{ mm.}$$

$$V_u (\text{max}) = 867,17 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = 867,17 \times 10^3 / (0,9 \times 950 \times 904,32) = 1,12 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**A. Sens Y-Y**

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i (12HA20 + 4HA16) \times 3,14 = (12 \times 20 + 4 \times 16) \times 3,14 = 954,56 \text{ mm.}$$

$$V_u (\text{max}) = 1487,30 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = 1487,30 \times 10^3 / (0,9 \times 950 \times 954,56) = 1,82 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**1. Vérification d'efforts tranchants (Art : 5.1.2.1/BAEL91) :**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u / (b.d)$$

**A. Sens X-X**

$$V_u = 867,17 \text{ KN} \dots \tau_u = 867,17 \times 1000 / (1000 \times 950) = 0,91 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots \text{C.V}$$

**B. Sens Y-Y**

$$V_u = 1487,30 \text{ KN} \dots \tau_u = 1487,30 \times 1000 / (1000 \times 950) = 1,56 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots \text{C.V}$$

**1. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9Vl$  on doit prolonger au-delà de bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9.d})$$

**A.Sens XX**

$$\frac{1,15}{400} (867,17 + \frac{300,30}{0,9 \cdot 0,95}) = 3,5 \text{cm}^2$$

$$A_a = 25,12 \text{cm}^2 > 3,50 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**B.Sens YY**

$$\frac{1,15}{400} (1487,30 + \frac{643,57}{0,9 \cdot 0,85}) = 6,70 \text{cm}^2$$

$$A_a = 25,12 \text{cm}^2 > 6,70 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :**

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

**F. Sens XX**

$$T_u = 867,17 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \cdot 50 \cdot 85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} (=25500 \text{KN}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**G. Sens YY**

$$T_u = 1487,30 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \cdot 50 \cdot 85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} (=25500 \text{KN}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification à l'ELS :****1. Vérification des contraintes dans les aciers :****▪ SENS X-X****➤ En travée :**

$$M_{st} = 213,76 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 20,6}{100 \times 95} = 0,216$$

$$\rho_1 = 0,216 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,925 ; \alpha_1 = 0,225$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,225}{15(1-0,225)} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{213,76 \times 10^{-3}}{0,925 \times 0,95 \times 20,6 \times 10^{-4}} = 118,08 \text{ MPa}$$

118,08 Mpa < 348 Mpa ..... Condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 371,34 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 25,12}{100 \times 95} = 0,264$$

$$\rho_1 = 0,591 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,918; \quad \alpha_1 = 0,246$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,246}{15(1-0,246)} = 0,021$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{371,34 \times 10^{-3}}{0,918 \times 0,95 \times 25,12 \times 10^{-4}} = 169,50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{sa} = 169,50 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

▪ **SENS Y-Y**

➤ **En travée :**

$$M_{st} = 455,64 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 20,6}{100 \times 95} = 0,216$$

$$\rho_1 = 0,216 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,925; \quad \alpha_1 = 0,225$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,225}{15(1-0,225)} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{455,64 \times 10^{-3}}{0,925 \times 0,95 \times 20,6 \times 10^{-4}} = 251,70 \text{ MPa}$$

251,70 Mpa < 348 Mpa ..... Condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 766,75 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 25.12}{100 \times 95} = 0.264$$

$$\rho_1 = 0,591 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,918; \quad \alpha_1 = 0,246$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 \left( -\alpha_1 \right)} = \frac{0,246}{15 \left( -0,246 \right)} = 0,021$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{766,75 \times 10^{-3}}{0,918 \times 0,95 \times 25.12 \times 10^{-4}} = 350 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sa} = 350 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

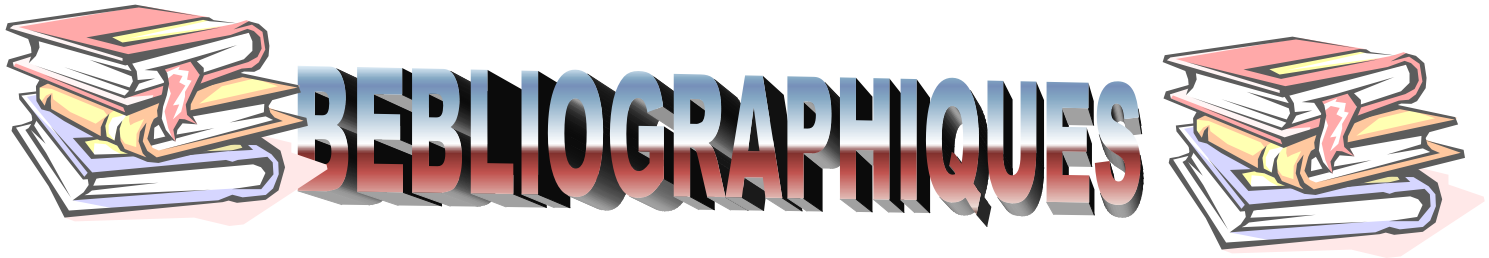
## **CONCLUSION**

Ce projet nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons aussi que le calcul d'une structure mixte s'est avéré très intéressant, il est relativement long et complexe, il nécessite l'étude de deux systèmes de contreventement différents qui travaillent conjointement.

Pour finir, nous dirons que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

Nous avons fait de notre mieux et nous espérons que ce travail apportera un plus pour les promotions futures.

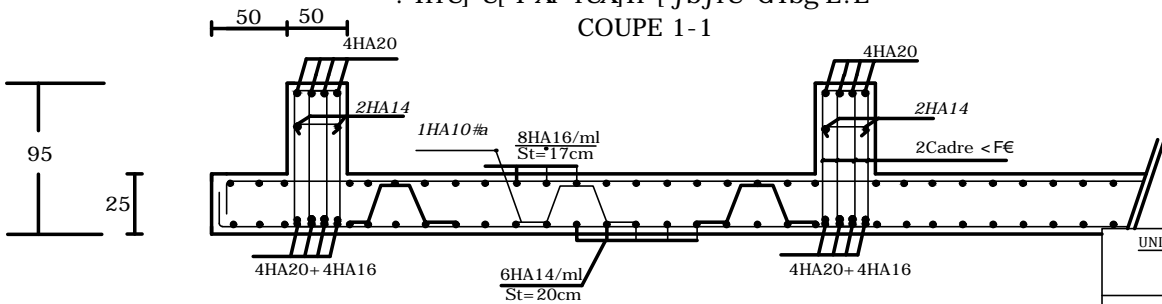
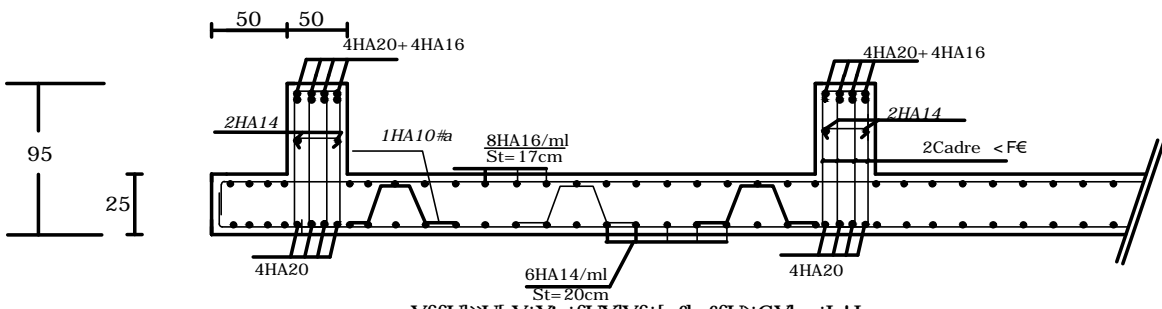
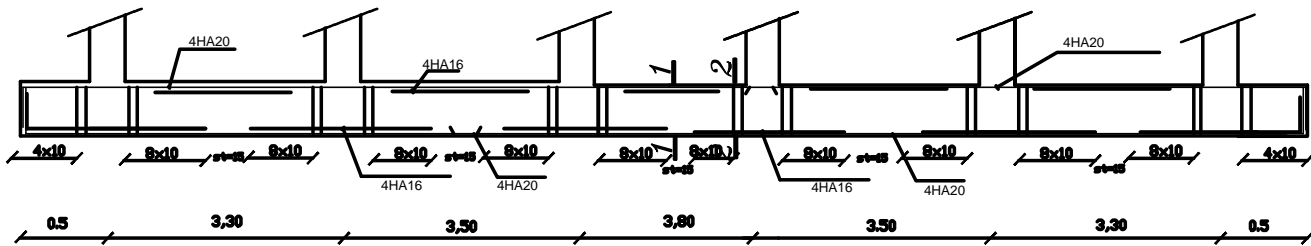


# BIBLIOGRAPHIQUES

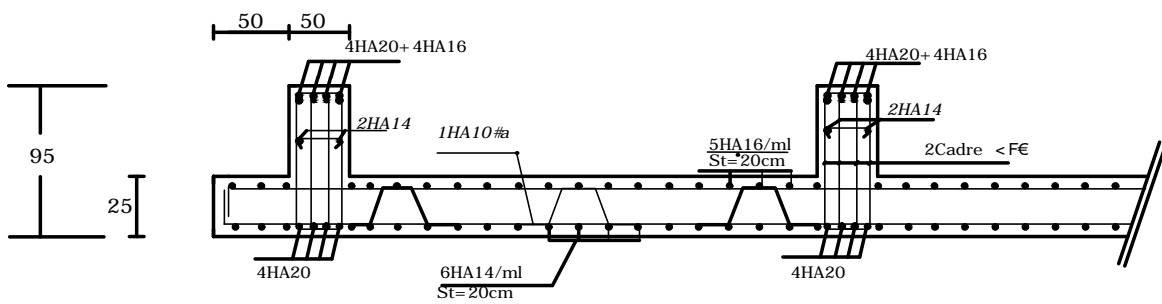
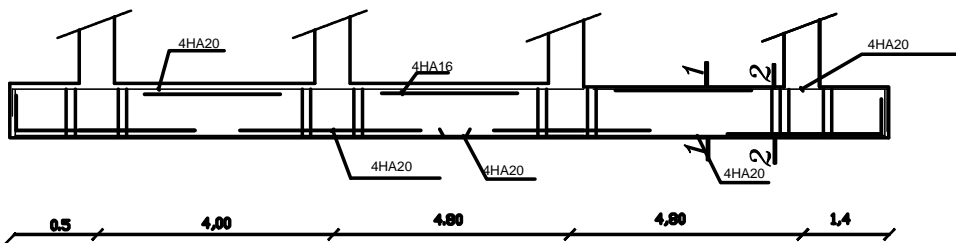
## ❖ Les livres:

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996)
- ❖ BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994)
- ❖ BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé. Théorie et applications Edition EYROLLES (Pierre CHARON)
- ❖ Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- ❖ Calcul pratique des tours en béton armé. Marius DIVER (Edition DUNOD 1972)
- ❖ DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.

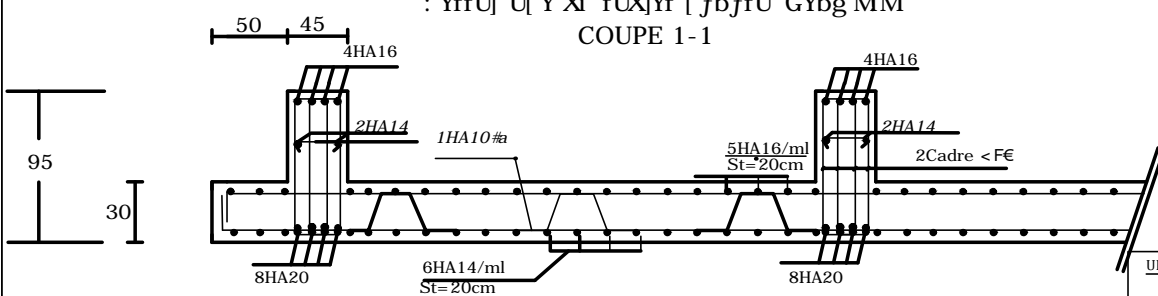
FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X 95) sens longitudinale



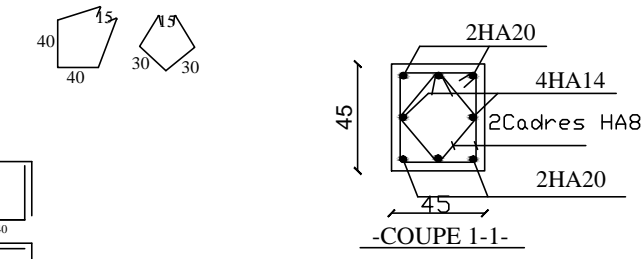
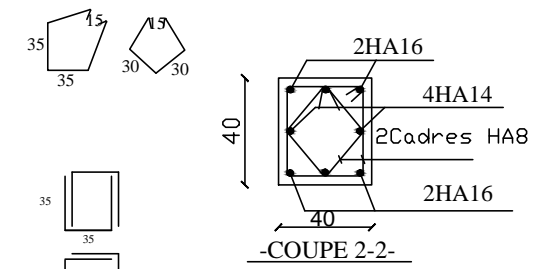
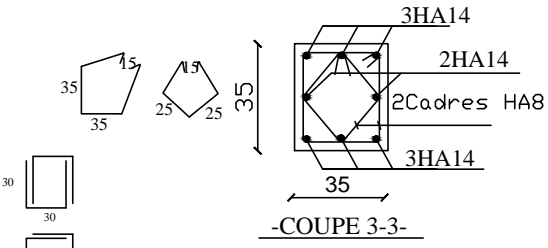
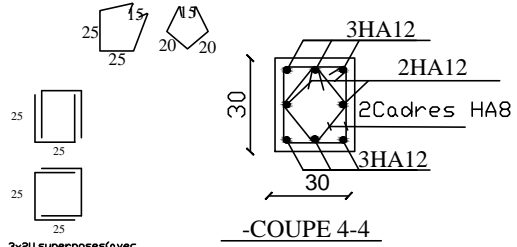
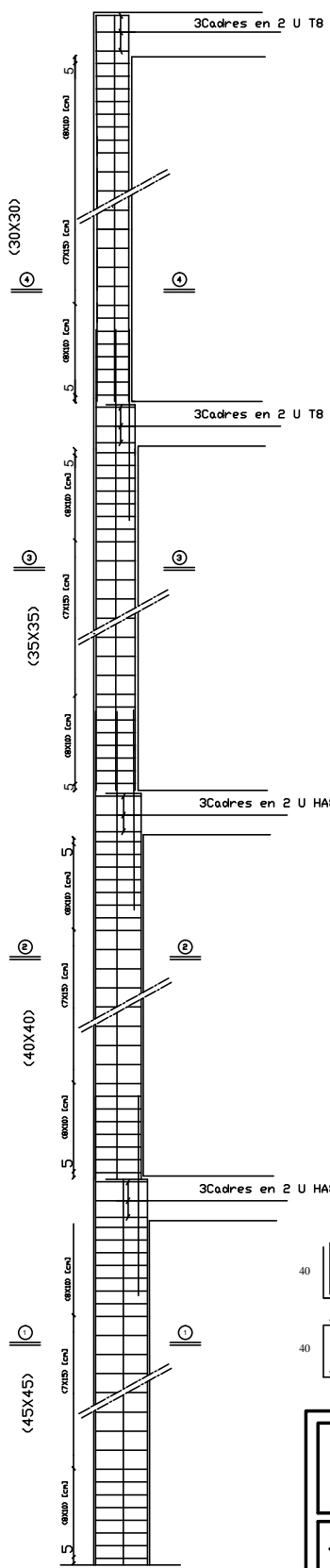
FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X 95) sens transversale



: YffU]`U[ Y`Xi `fUX]Yf`[ fb,ffU`GYbg`MM  
COUPE 1-1



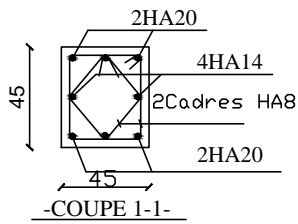
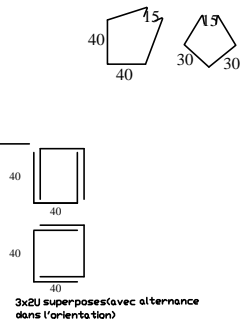
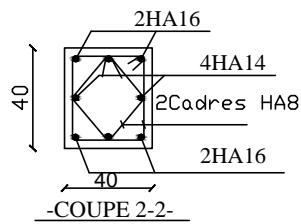
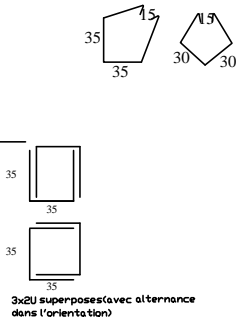
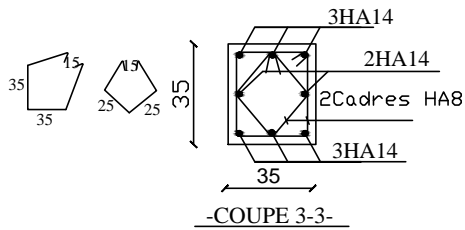
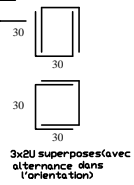
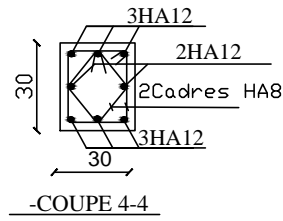
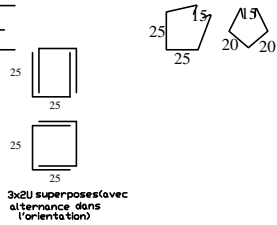
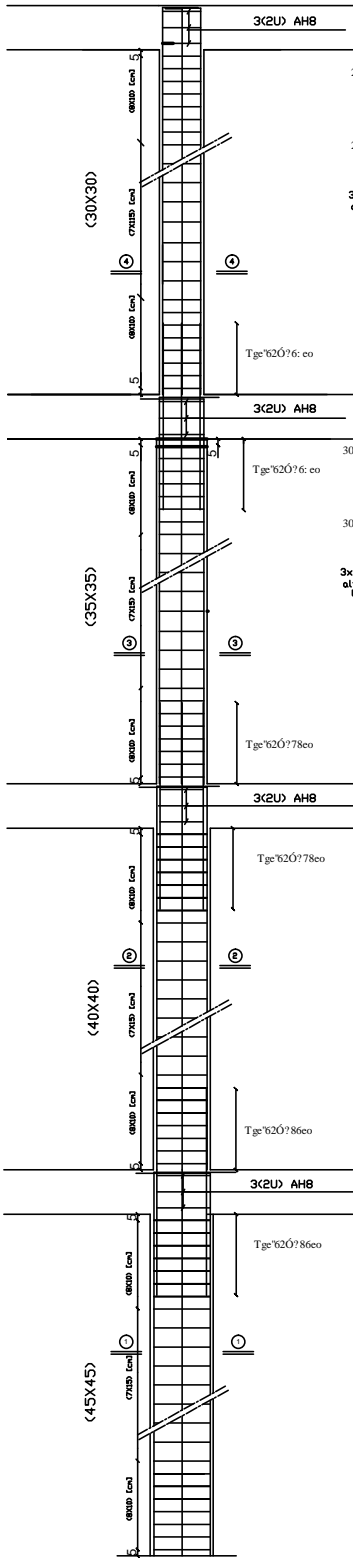
: YffU]`U[ Y`Xi `fUX]Yf`[ fb,ffU`GYbg`MM



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

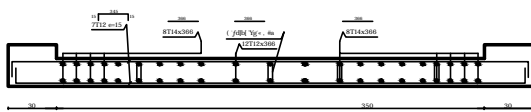
ETUDIE PAR:  
 Mme:cherigui lynda  
 Mme:adkhis fatiha  
 DIRIGE PAR:

TITRE  
 FERRAILLAGE DES POTEAUX

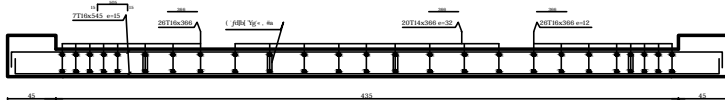




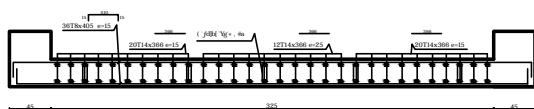
EXEPLÉ FERRAILLAGE V4, ZONE IV



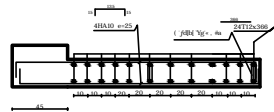
EXEPLÉ FERRAILLAGE V5, ZONE I



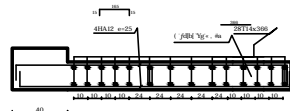
EXEPLÉ FERRAILLAGE V6, ZONE I



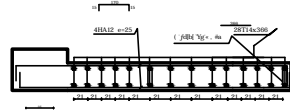
EXEPLÉ FERRAILLAGE V1, ZONE I



EXEPLÉ FERRAILLAGE V2, ZONE II



EXEPLÉ FERRAILLAGE V3, ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Mme: cherigui lynda  
 Mme adkhis fatiha

TITRE

FERRAILLAGE DES POITRES