



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique**

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**

**Faculté de Génie de La Construction**

**Département de Génie civil**



# Mémoire de fin d'études

**Etude d'une structure en voiles à  
R+11+sous sol à usage  
d'habitation et commercial, avec  
application du logiciel ETABS**

**Présenté par :**

**Mlle AGRED Kahina**

**Mlle HAMRAOUI Karima**

**Dirigé par :**

**Mr. BOUKAIS**

**Master professionnel option CCI**

**Promotion 2010-2011**

# Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier nos très chers parents pour leur aide, disponibilité et soutien.

Nous remercions notre promoteur Mr. BOUKAIS Saïd pour son aide et ses orientations.

Nos sincères remerciements s'adressent à toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce mémoire, en particulier Mr. BERDOUS Samir du LHCC, KIAS Lamine, Mr. AMYLOUD, LAMARA Brahim, Mme DJOUAHER sans oublier Saloua et Dalila de COSIDER, Mr. BOURAHMOUNE Nacer du CTC sud de Tizi Ouzou, Mme. Ait Said Saliha et Hamid de MAUD .

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à :*

*A mes très chers parents, je leur dois tout et je ne leur donnerai jamais assez en contrepartie.*

*A ma sœur Melissa ;*

*A mes frères Karim, Amine et Ghiles ;*

*A mes grands-mères ;*

*A mes tantes, mes oncles, et tout mes cousins et cousines ;*

*A tous mes amis ;*

*A mon binôme Karima et toute sa famille ;*

*Et enfin à tous les étudiants de la promotion Master prof 2010-2011.*

*Kahina.*



# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

*A mes très chers parents, je leur dois tout et je ne leur donnerai jamais assez en contrepartie.*

*A mes sœurs Souhila, Lamia, Celia, Kahina et Amina ;*

*A mon frère Smail ;*

*A mes grands-mères ;*

*A mes tantes mes oncles, et tous mes cousines et cousins ;*

*A tous mes amis ;*

*A mon binôme Kahina et toute sa famille ;*

*Et enfin à tous les étudiants de la promotion Master prof 2010-2011.*

*Karima.*



# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à :*

*A mes très chers parents, je leur dois tout et je ne leur donnerai jamais assez  
en contrepartie.*

*A ma sœur Melissa ;*

*A mes frères Karim, Amine et Ghiles ;*

*A mes grands-mères ;*

*A mes tantes, mes oncles, et tout mes cousins et cousines ;*

*A mes amis : Samir, Fatma, Samia T., Samia K., Sonia,  
Nacer, Saïd...*

*A mon binôme Karima et toute sa famille ;*

*Et enfin à tous les étudiants de la promotion Master prof 2010-2011.*

*Kahina.*



# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

*A mes très chers parents, je leur dois tout et je ne leur donnerai jamais assez  
en contrepartie.*

*A mes sœurs : Souhila, Lamia, Celia, Kahina et Amina ;*

*A mon frère Smail ;*

*A mes grands-mères ;*

*A Nourddine et sa famille ;*

*A mes tantes mes oncles, et tous mes cousines et cousins ;*

*A mes amis : Samia T., Samia K., Sonia, Nacer, Saïd, Fatiha,  
Fatma, Samira, Fateh...*

*A mon binôme Kahina et toute sa famille ;*

*Et enfin à tous les étudiants de la promotion Master prof 2010-2011.*

*Karima.*



# Sommaire

## **Introduction**

**Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage. .... 1**

**Chapitre II : Matériaux. .... 3**

**Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments : ..... 9**

**Chapitre IV : Calcul des éléments :**

➤ Acrotère..... 16

➤ Plancher..... 23

➤ Escalier..... 31

➤ Salle machine ..... 89

**Chapitre V : Présentation du logiciel ETABS ..... 99**

**Chapitre VI : Vérification des exigences du RPA..... 115**

**Chapitre VII : Ferrailage des voiles. .... 119**

**Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure..... 132**

**Conclusion.**

**Références bibliographiques.**

## ***INTRODUCTION :***

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Toute l'étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles: la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement: partie hors terre et partie enterrée.

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue et difficile, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, ROBOT..., permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Etude de l'infrastructure » consiste à calculer les fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

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

Ce projet, proposé par **COSIDER**, consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage mixte (commerciale et habitation) (R+11+sous-sol) qui sera implanté à Tizi-Ouzou.

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 modifié en 2003**), cet ouvrage est classé, selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrages de grande importance (groupe 2) et situé en zone de moyenne sismicité (II<sub>a</sub>).

**I.1.1. Nature de l'ouvrage :**

L'ouvrage est un bâtiment (R+11 + sous sol) comportant :

- 01 sous sol,
- 01 RDC,
- 11 Étages courants,
- 02 Cages d'escaliers,
- 02 Cages d'ascenseur.

**I.1.2. Caractéristiques géométriques :**

Longueur totale .....	34.20 m
Largeur totale .....	31.00 m
Hauteur totale .....	44.57 m
Hauteur du sous sol .....	4.00 m
Hauteur du RDC .....	3.36 m
Hauteur de l'étage .....	2.88 m
Hauteur le l'acrotère .....	0.43 m

**I1.1.3. Éléments de l'ouvrage :**

**a- Ossature :**

L'ossature est constituée uniquement de voiles, assurant le contreventement du bâtiment.

**b- Plancher :**

- **Dalle pleine en béton arme :** Les différents planchers sont constitués de dalles pleines.

**c- Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :** Ils seront réalisés avec de la brique creuse en double cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

▪ **Murs intérieurs:**

Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**d- Revêtements :**

Ils seront réalisés-en :

- Céramique pour les salles d'eau avec étanchéité,
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau,
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

**e- Escaliers :**

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers : l'une, d'usage courant, destinée à assurer l'accès aux différents niveaux, tandis que l'autre servira d'escaliers de secours. Ces escaliers seront constitués de paliers et de paillasses en béton armé coulé sur place.

**f- Système de coffrage :**

Les coffrages métalliques se sont beaucoup développés dans le bâtiment, compte tenu de leur rapidité de mise en œuvre et d'assemblage. Ils permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton et contribuent à l'amélioration de la productivité du chantier. Leurs possibilités de réemploi sont appréciables pour des éléments à caractère répétitif : voiles verticaux, planchers.



*Coffrage tunnel demi-coquille.*

***Fig.II.1 : coffrage tunnel.***

**Introduction :**

Deux matériaux essentiels (béton et acier), répondant aux normes réglementaires (BAEL 91 modifié 99 et RPA 99 version 2003) sont utilisés pour le calcul et la réalisation de notre structure.

**II-1. Béton :****a- Généralités :**

Le béton est un mélange de granulats (sable + graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Du point de vue mécanique, il est défini par sa résistance à la compression. La composition est :

- Agrégats :
  - Sable propre  $D < 5\text{mm}$ ..... 366 [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ];
  - Gravier 08/15 concassé..... 547 [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ];
  - Gravier 15/25 concassé..... 605 [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ];
- Dosage de ciment CPA325..... 350 [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ];
- Eau de gâchage..... 200 [ $\text{l}/\text{m}^3$ ].

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

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

**N.B** : Pour maintenir **E/C = 0.5**, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

**b- Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours noté  $f_{c28}$ .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, (de diamètre  $\varnothing = 16$  [cm], hauteur  $h = 32$  [cm]).

Dans notre étude, on prendra :  $f_{c28} = 25$  [MPa].

Pour  $j < 28$  jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{Mpa} \quad \text{(BAEL91/Art2.1, 22)}$$

**c- Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60\text{Mpa} \quad \text{(BAEL91/Art2.1, 12)}$$

$$\rightarrow f_{28} = 2.1\text{MPa}$$

**d- Etats limites :**

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

- Etas limite ultime.
- Etas limite de service.

**d-1) Etat limite ultime (ELU) :**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

• **Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

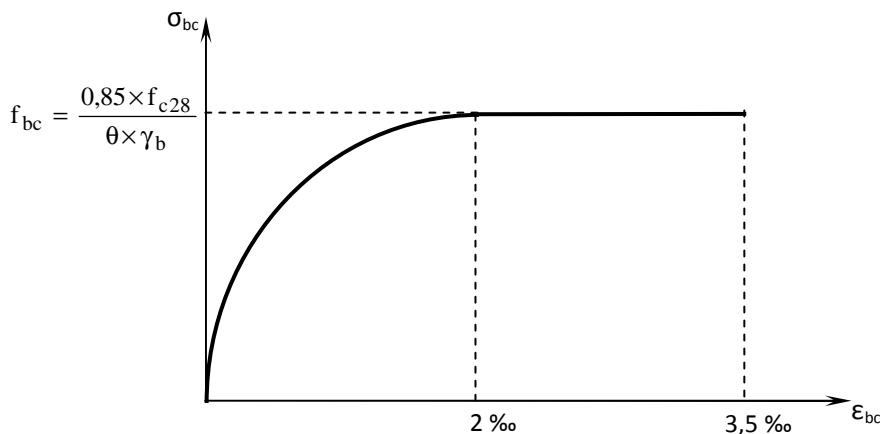
$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \dots \dots \dots \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 & \dots \dots \dots t > 24h \\ \theta = 0.9 & \dots \dots \dots 1h < t < 24h \\ \theta = 0.85 & \dots \dots \dots t < 1h \end{cases}$$

• **« Diagramme contrainte-déformation » : (BAEL91/Art4.3, 31)**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰



**Fig.II.1: Diagramme contrainte déformation a ELU**

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

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

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

Pour  $\varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$  on applique la loi de Hooke définie par:  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

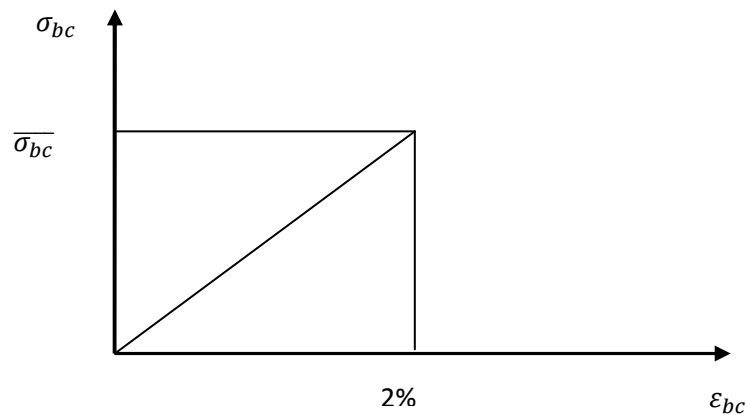
$E_b$  : Module de Young

**d-2) Etat limite de service (ELS) : (BAEL 91/Art4.5, 2 )**

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$



*Fig.II.2.: Diagramme contrainte déformation du béton à ELS*

**d-3) Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art5.1, 1)**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

$b$  : La largeur de l'ame.

$d$  : Valeur de la hauteur utile.

- **Fissuration peu nuisible :**  $\overline{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$
- **Fissuration préjudiciable :**  $\overline{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$
- **Fissuration très préjudiciable :**  $\overline{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$

**Module de déformation longitudinale :**

On distingue 2 modules de déformation longitudinale

- **Instantanée**  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  en [ MPa ] (BAEL91/Art2.1, 21).  
Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures,
- **Différée**  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  en [ MPa ] (BAEL91/Art2.1, 22).

Pour les charges de longue durée d'application

$$A \quad j = 28 \text{ jours} \begin{cases} E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa} \\ E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa} \end{cases}$$

**Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 3})$$

**Avec**

**E** : module de Young

**$\nu$**  : Coefficient de Poisson ;

$$\nu = \frac{\text{déformaton relative transversale}}{\text{déformaton relative longitudinale}}$$

$\nu = 0$ ..... pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ .....pour le calcul des déformations.

## II.2. Acier :

### Généralités :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il se distingue par sa nuance et son état de surface :

- Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa ;
- Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa ;
- Treillis soudé de type 520.

### a- Module d'élasticité longitudinale :

$E_s = 2.10^5$  [MPa] (Art : A.2.2,1/BAEL 91 modifié 99).

### b- Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_s = \frac{F_s}{\gamma_s} \quad \text{Avec :}$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

- **Contrainte limite de service (ELS) :**

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

#### ➤ Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 32)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

#### ➤ Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)

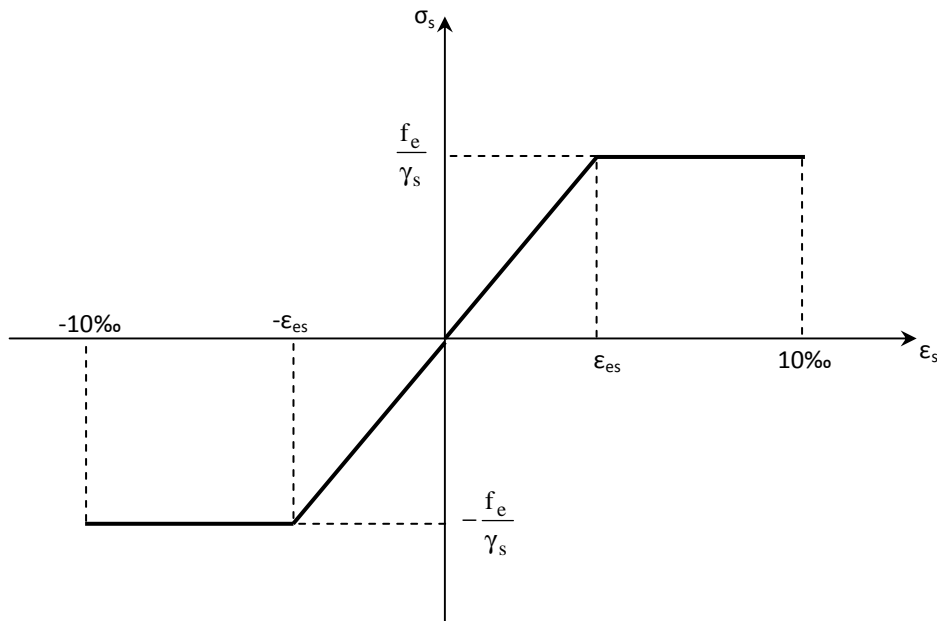
$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les ronds lisses, (r.l)

$\eta = 1,6$  pour les aciers hautes adhérence, (H.A)

$\eta = 1,3$  pour les aciers hautes adhérence de  $\emptyset < 6$  mm



**Fig .II.3. Diagramme contrainte déformation (BAEL91/Art2.2, 2)**

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

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et 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 :

- $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

### III. Pré dimensionnement et descente de charges :

#### ❖ Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les voiles...

#### III.1. Les planchers :

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique pour assurer le confort et la sécurité des occupants.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ce sont des planchers en dalle pleine. Leur pré dimensionnement est fait en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

#### • Condition de résistance à la flexion :

➤ Épaisseur minimale requise ( $h_0$ ) :

D'après les vues en plan de notre structure, les panneaux de dalle reposent sur 4, 3 ou 2 cotés (appuis), pour la détermination de  $h_0$  on prendra le cas le plus défavorable c'est-à-dire que le panneau repose sur 2 cotés.

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} = \frac{360}{25} = 14.4 \text{ cm} \quad h_0 = 15 \text{ cm}$$

$l_x$  : Petit côté du panneau de dalle considéré

$l_y$  : Grand côté du panneau de dalle considéré.

- **Résistance au feu** : pour une heure d'exploitation au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 07 cm, et pour deux heures l'épaisseur sera de 11cm.
- **Isolation acoustique** : d'après la loi de masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de masse.

$$L = 13.3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$L = 15 \log M + 9 \quad \text{si } M \geq 200 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, une masse surfacique minimale sera exigée, et elle est de 350 Kg /m<sup>3</sup>.

D'où l'épaisseur minimale de dalle :

$$h_0 = \frac{M}{\varphi} = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m.}$$

Nous prendrons donc  $h_0 = 15 \text{ cm}$

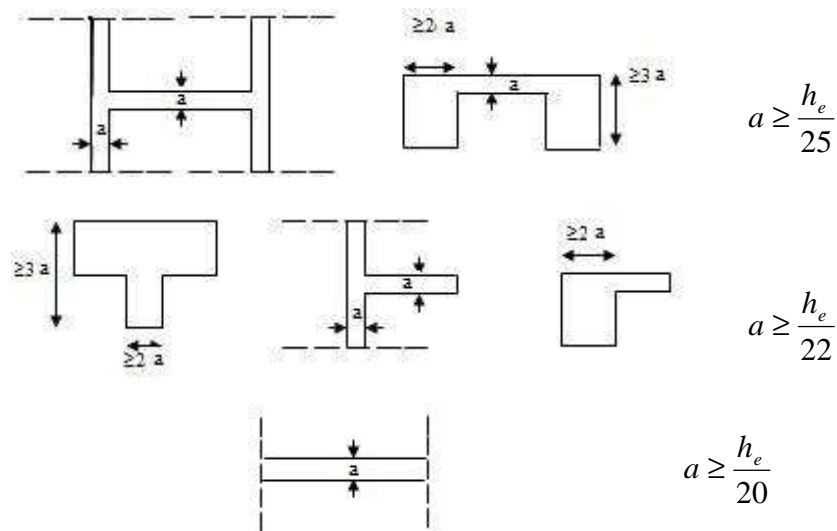
**III.2. Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre les charges verticales.

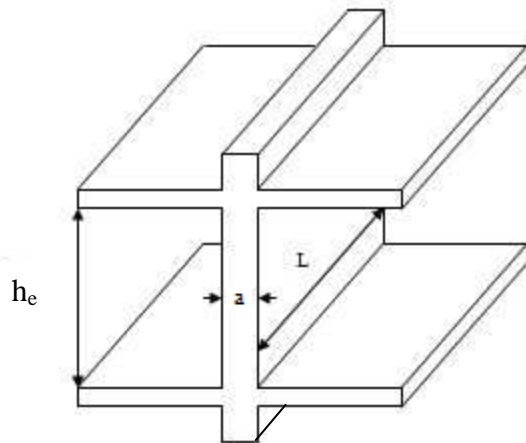
D'après l'article 7.7 du RPA 99 version 2003 le pré dimensionnement des voiles se fera comme suite :

**- L'épaisseur du voile « a » :**

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



**Fig.III.2.1. Coupe de voile en plan**



**Fig.III.2.2 Coupe de voile en élévation**

$h_e = 4,00 - 0,15 = 3,85$  (la hauteur du sous sol)

Dans notre structure  $a = \frac{h_e}{20} = \frac{385}{20} = 19,25\text{cm}$

On prend **a = 25cm**

**- Largeur du voile :**

Les voiles sont les éléments satisfaisant la condition :  $l \geq 4a$

$$l \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \Rightarrow l = 405 \text{ cm} \geq 100 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$l$  : Largeur du voile.

$a$  : Epaisseur du voile.

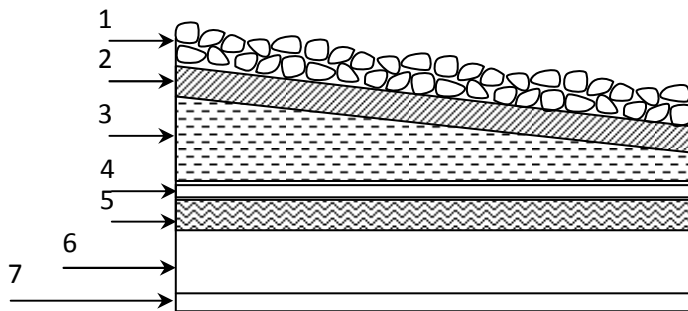
**III.3. Les charges permanentes et les charges d'exploitation:**

Les valeurs des charges **G** et surcharges **Q** des éléments de la structure seront tirées du DTR BC 2-2.

**III.3.1. charges permanentes :**

**a. Les planchers :**

- *Plancher terrasse inaccessible:*

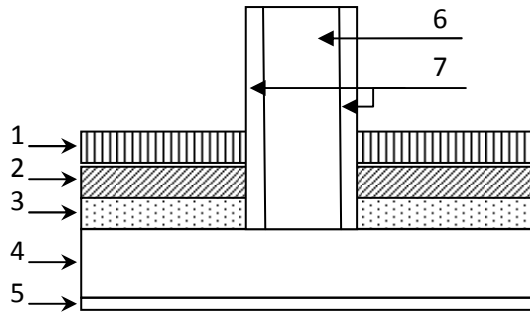


*FigIII.3.1. Coupe verticale d'un plancher terrasse*

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	9.5	0.19
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	0.04	04	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>G<sub>p.t</sub></b>				<b>6.70</b>

*Tab.1. caractéristique des couches de la terrasse.*

- **Plancher d'étage courant et RDC:**



FigIII.3.2. Coupe verticale d'un plancher étage courant et RDC

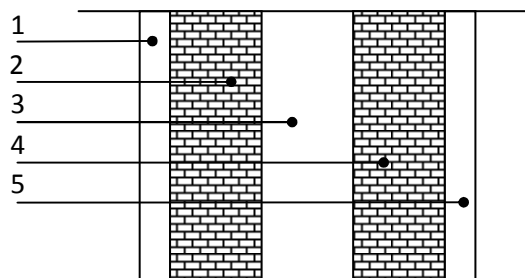
N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	0.10	/	0.90
7	Enduit sur les deux cotes de la cloison	0.02	10	0.20
<b>G<sub>p.ét.c</sub> = G<sub>p.RDC</sub></b>				<b>6.53</b>

Tab.2. caractéristique des couches du plancher étage courant et RDC.

**b. Les Murs :**

- **Murs extérieurs :**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm.



FigIII.3.3. Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	/	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	/	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>G<sub>m,ex</sub></b>				<b>2.36</b>

Tab.3. caractéristique des couches du mur extérieur

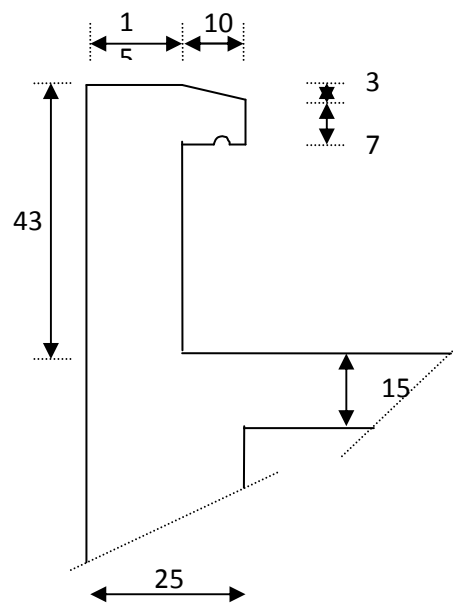
c. L’acrotère :

On se basant sur les dimensions de l’acrotère dans le schéma illustré dans la figure 3, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

$$G_{acr} = \rho_{b\acute{e}ton} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = 25 \times \left[ (0.43 \times 0.15) + (0.1 \times 0.1) - \left( 0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] = 1.825$$

$$G_{acr} = 1.825 \text{ KN/ml.}$$



FigIII.3.4. Coupe verticale de l'acrotère

Récapitulatif :

- Plancher terrasse inaccessible :  $G_{p,t} = 6.70 \text{ KN/m}^2$  ;
- Plancher d’étage courant à usage d’habitation :  $G_{p.é.c} = 6.53 \text{ KN/m}^2$  ;
- Plancher RDC à usage commercial :  $G_{p.RDC} = 6.53 \text{ KN/m}^2$  ;
- Plancher sous sol :  $G_{p.ss} = 6.53 \text{ KN/m}^2$  ;
- L’acrotère :  $G_{acr} = 1.825 \text{ KN/ml}$ .

III.3.2. charges d’exploitations :

Les surcharges d’exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible :  $Q_{p,t}=1 \text{ KN/m}^2$  ;
- Plancher d'étage courant à usage d'habitation:  $Q_{p.é.c}=1,5\text{KN/m}^2$  ;
- Plancher RDC à usage commercial :  $Q_{p.RDC}=2,5\text{KN/m}^2$  ;
- Plancher sous sol :  $Q_{p.ss}=3.5\text{KN/m}^2$  ;
- Escalier :  $Q_{esc}=2.5\text{KN/m}^2$  ;
- L'acrotère :  $Q_{acr}=1.00\text{KN/ml}$ .

**III.4. Vérification des voiles au flambement :**

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

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  tel que:  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

$\lambda$  : Élancement du voile ;

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ );

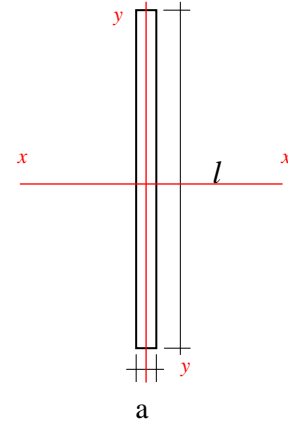
$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{A_p}}$ );

$l_0$  : Hauteur libre du voile ;

$A_p$  : Section transversale du voile ( $a \times l$ ) ;

$I$  : Moment d'inertie du voile ( $I_{xx} = \frac{al^3}{12}$  ,  $I_{yy} = \frac{la^3}{12}$ )

On prend  $l$  le plus petit = 4.05 m



**a. Calcul de  $\lambda_{xx}$  :**

$$I_{xx} = \frac{al^3}{12} = \frac{0.25 \times 4.05^3}{12} = 1.38 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_p}} = \sqrt{\frac{1.38}{0.25 \times 4.05}} = 1.16 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.21 = 2.247 \text{ m}$$

$$\lambda_{xx} = \frac{l_f}{i} = \frac{2.247}{1.16} = 1.94$$

$$\lambda_{xx} = 1.94 \ll 50$$

**b. Calcul de  $\lambda_{yy}$  :**

$$I_{yy} = \frac{la^3}{12} = \frac{4.05 \times 0.25^3}{12} = 0.0053 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_p}} = \sqrt{\frac{0.0053}{0.25 \times 4.05}} = 0.072 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.21 = 2.247 \text{ m}$$

$$\lambda_{yy} = \frac{l_f}{i} = \frac{2.247}{0.072} = 31.21$$

$$\lambda_{yy} = 31.21 < 50$$

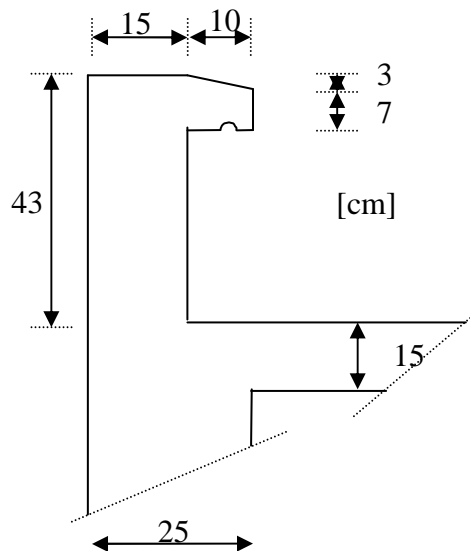
L'élanement  $\lambda < 50 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.  
Donc pas de risque de flambement.

**Conclusion :**

**Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les voiles sont convenables.**

**IV.1. Acrotère :**

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à son poids propre, et à un effort latéral dû à la main courante engendrant un moment maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire.



**Fig. VI.1.1. Coupe verticale de l'acrotère**

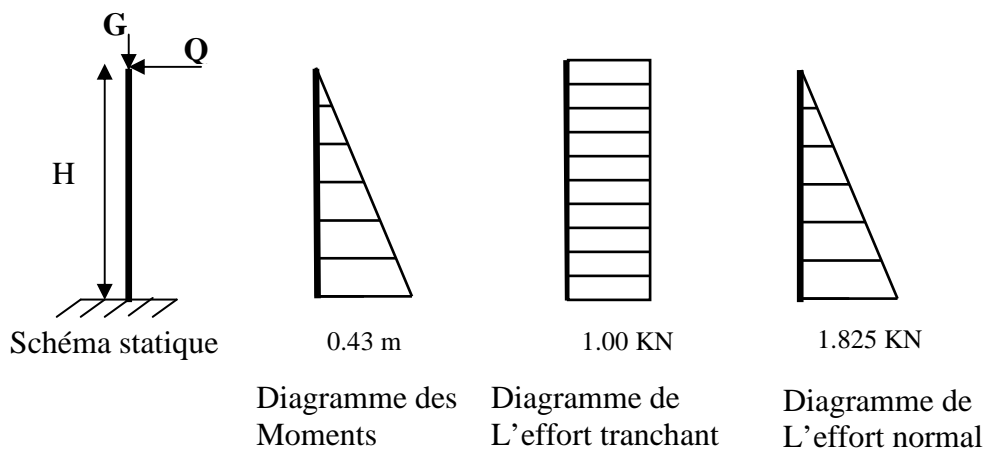
**IV.1.1. Détermination des sollicitations pour une bande unitaire:**

- Poids propre de l'acrotère :

$$G_{acr} = 25 \times \left[ (0.43 \times 0.15) + (0.1 \times 0.1) - \left( 0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] = 1.825$$

$$G_{acr} = 1.825 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q_{acr} = 1 \text{ KN}$



**Fig. VI.1.2. Diagramme des efforts**

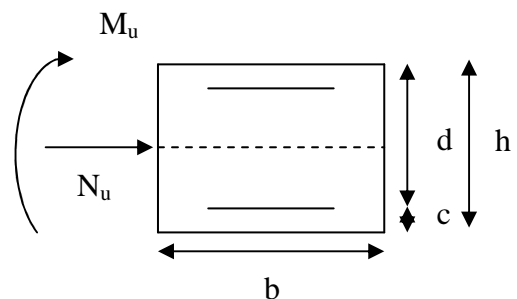
**IV.1.2. Combinaisons de charges:**

- **A l'ELU :** La combinaison est : **1.35G +1.5Q**
  - Effort normal de compression :  
 $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 1.825 + 0 = 2.464 \text{ KN}$
  - Moment de renversement :  
 $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 0 + 1.5 \times 0.43 = 0.645 \text{ KN.m}$
  - Effort tranchant :  
 $V_u = 1.5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$
  
- **A l'ELS :** La combinaison est : **1G +1Q**
  - Effort normal de compression :  
 $N_s = 1G + 1Q = 1.825 + 0 = 1.825 \text{ KN}$
  - Moment de renversement :  
 $M_s = 1M_G + 1M_Q = 0 + 0.43 = 0.43 \text{ KN.m}$
  - Effort tranchant :  
 $V_s = Q = 1 \text{ KN}$

**IV.1.3. Ferrailage de l'acrotère:**

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS. Le ferrailage est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire soumise à un effort normal «N» et un moment de renversement «M».

- h = 15 cm;
- b = 100 cm;
- c = c' = 3 cm;
- d = h - c' = 15 - 3 = 12 cm;
- c et c' la distance entre le centre de gravite des aciers et la fibre extrême du béton ;
- d : hauteur utile.

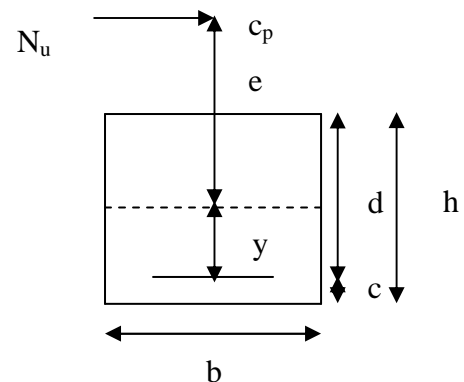


**Fig. VI.3. Section soumise à la flexion composée**

- ❖ **Calcul à l'ELU :**
- a) **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.645}{2.464} = 0.2617 \text{ m} \Leftrightarrow e_u = 26.17 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4.50 \text{ cm}$$



**Fig. VI.1.4. Section soumise à la flexion composée**

Donc  $e_u = 26.17 \text{ cm} > h/2 - c = 4.50 \text{ cm}$

Le centre de pression «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée  $\implies$  Section partiellement comprimée (SPC).

**b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

**\* Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec  $g$  : distance entre «  $c_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 26,17 + 4,50 = 30,67 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } M_f = N_u \times g = 2,464 \times 0,3067 = 0,756 \text{ KNm} = 7,56 \cdot 10^4 \text{ Ncm}$$

**\* Moment réduit :**

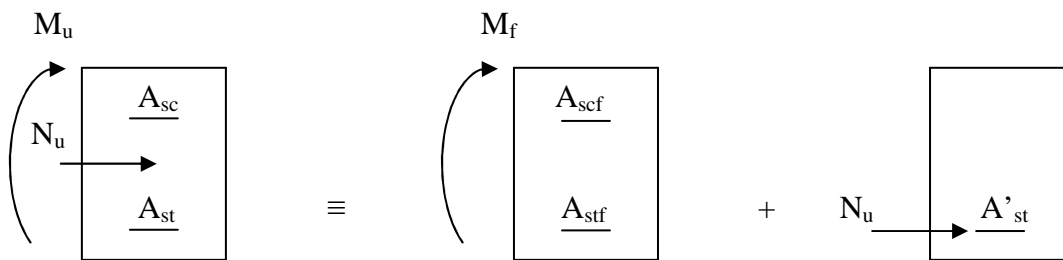
$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{7,56 \times 10^4}{100 \times 12^2 \times 14,17 \times 10^2} = 0,0037$$

$\mu_b = 0,0037 < \mu_l = 0,392 \implies$  **S.S.A** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).



$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} \quad \text{Sachant que : } A'_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{St}}$$

**\* Calcul des armatures fictives en flexion simple ( $A_{stf}$ ):**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} \quad \text{avec : } \beta = 1 - 0,4 \alpha \quad \text{et} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0037}) \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = 0,0046 \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,998.$$

$$A_{stf} = \frac{7,56 \times 10^{-1} \times 10^3}{0,998 \times 0,12 \cdot \frac{400}{1,15} \cdot 10^6} = 18,12 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \quad \Leftrightarrow \quad A_{stf} = \mathbf{0,18 \text{ cm}^2}.$$

\* **Calcul des armatures réelles en flexion composée ( $A_{st}$ ):**

$$A_{St} = A_{S_{tf}} - A'_{St} = A_{S_{tf}} - \frac{N_U}{\sigma_{St}} = 0,18 - \frac{2,464 \times 10^3}{400 \times 10^2 / 1,15} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,11 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

#### IV.1.4. Vérification à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91/ Art. A.4.2,1. modifier 99) :**

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28} e_0 - 0,455 \cdot d}{f_e e_0 - 0,185 \cdot d}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 \Leftrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{26,17 - 0,455 \times 12}{26,17 - 0,185 \times 12} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 1,25 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0,11 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Leftrightarrow A_{min} \geq A_{st} \Leftrightarrow A = \max(A_{min}, A_{st}) \Leftrightarrow A = 1,25 \text{ cm}^2$$

#### Conclusion :

On optera pour une section  $A \geq A_{min}$ .

Soit :  $A = 2,01 \text{ cm}^2$ . Le tableau des sections des barres nous donne : **4HA8**.

Avec : espacement de **25 cm**.

❖ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{On optera pour } A_r = 1,13 \text{ cm}^2$$

$\Leftrightarrow$  Soit **4HA6**

Avec : espacement de **25 cm**.

❖ **Espacement des barres :**

Fissuration est préjudiciable,  $S_t \leq \min \{2 \cdot h ; 25\} \text{ cm}$ .

Avec :  $h$  : épaisseur de la section d'acrotère.

$h = 15 \text{ cm} \Rightarrow$  Soit:  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Espacement adopté est de 20 cm  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Modifie 99 Art. A.5.1.1) :**

La fissuration est prise comme étant préjudiciable ; on doit vérifier si :  $\tau_U \leq \bar{\tau}_U$

Sachant que :  $\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$ .

Et  $\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d}$  Avec :  $V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$ .

$$\tau_U = \frac{1,5}{1 \times 0,12} = 12,5 \text{ KN/m}^2 = 12,5 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa} \\ \tau_U = 12,5 \cdot 10^{-3} \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL9/ modifié 99 Art. A.6.1.3) :**

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

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ .

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence (HA).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres ;}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 100,48} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0,14 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.1.5. Vérification à l'ELS:**

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

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

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

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

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167 \rightarrow \beta_1 = 0,916 \text{ interpolation}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,43 \times 10^3}{0,916 \times 0,12 \times 2,01 \times 10^{-4}} = 19,46 \times 10^6 \text{ Pa} = 19,46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1,6$  Pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max (0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \{ 266,7 ; \max (200 ; 201,63) \} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 19,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3 \times (1 - 0,916) = 0,252$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,252}{15 \times (1 - 0,252)} = 0,022$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 19,46 = 0,43 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée  
Pas de fissuration dans le béton comprimé.

**IV.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 Version 03 Article 6.2.3) :**

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale  $F_P$ , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge  $Q$  donnée. La force agissante sur l'acrotère selon (RPA 99 version 2003/ Art .6.2.3) est calculée comme suit :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**C<sub>P</sub>** : Facteur de force horizontal variant entre (0,3 à 0,8).

**W<sub>P</sub>** : Poids de l'élément (l'acrotère).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone : II.a} \\ \text{Groupe : 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

$$C_P = 0,8 \quad \text{et} \quad W_P = 1.825 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow F_P = 4.A.C_P.W_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,825 = 0,876 \text{ KN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Rightarrow F_P = 0,876 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow F_P < Q \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique  $F_p$ , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

**Conclusion :**

Après toutes les vérifications effectuées, on adoptera le ferrailage suivant :

- Armatures principales  $2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.
- Armatures de répartition  $1,13 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.

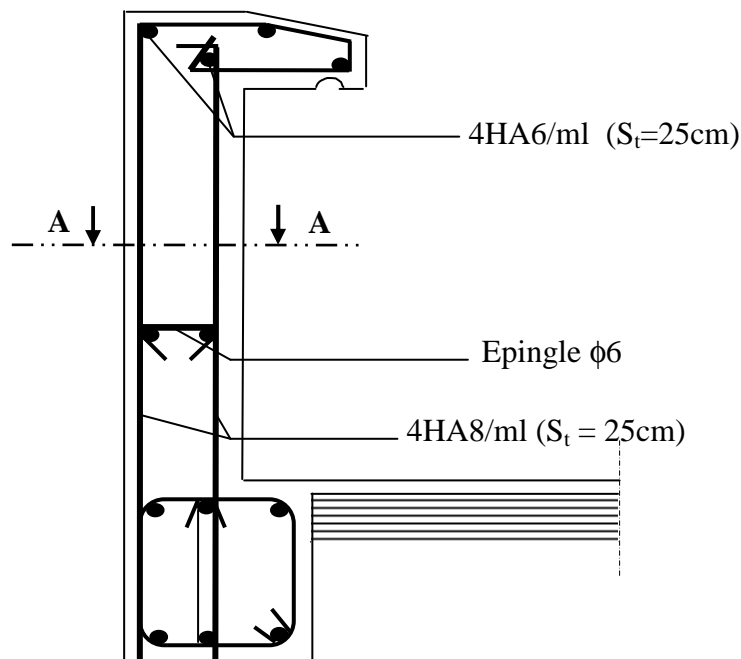


Fig.VI.1.5. Plan de ferrailage de l'acrotère

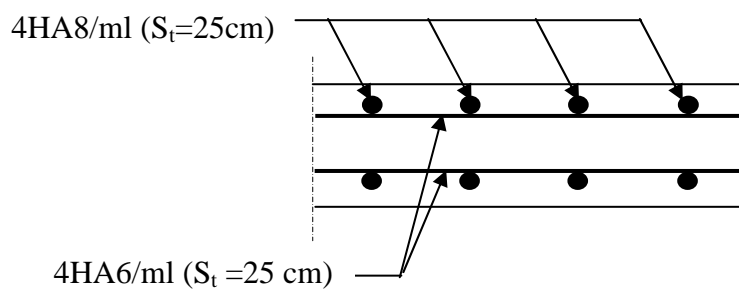


Fig.VI.1.6.Coupe : A-A

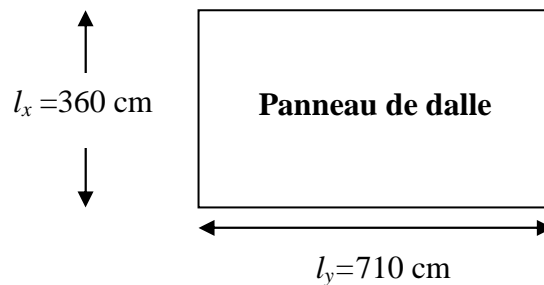
**IV.2. Plancher :**

Le plancher est en dalles pleines.

- Calcul de la charge permanente :

Eléments	Poids volumique $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	22	0.44
Mortier de pose	22	0.44
Couche de sable	18	0.36
dalle pleine en béton armé	25	3.75
Enduit plâtre	10	0.20
Cloison en brique creuse	/	0.90
Enduit sur les deux cotes de la cloison	10	0.20
<b>G</b>		<b>6.29</b>

**Tab.1. Charges permanentes de la dalle pleine**



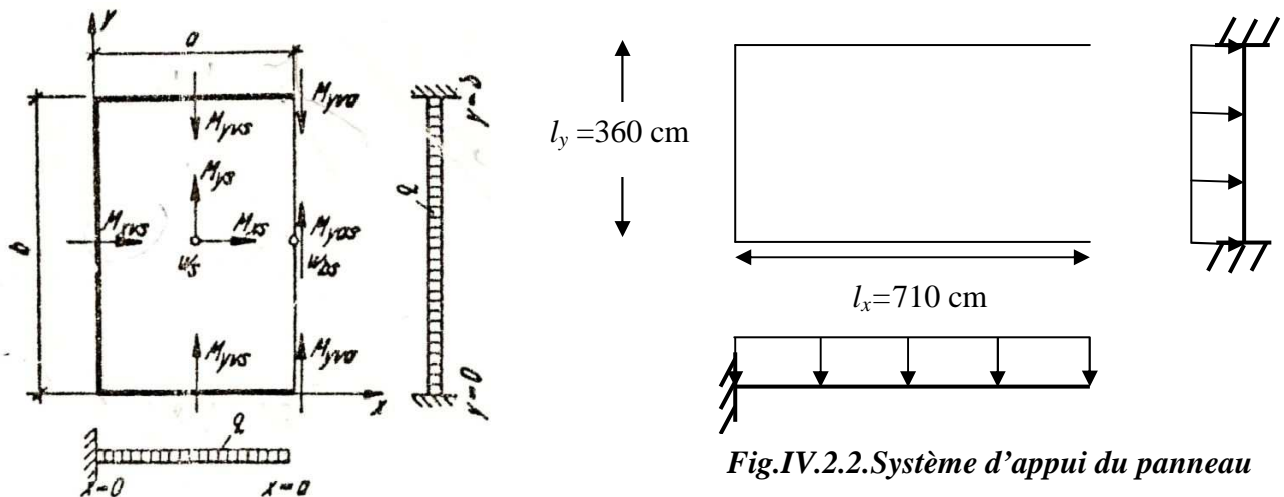
*Fig.IV.2.1. Dimensions d'un panneau*

**A. Calcul à l'ELU : ( $\nu = 0$ )**

Les dalles reposent sur 3 appuis

⇒ Tables pour le calcul des dalles. (Tables pour le calcul des dalles et des parois, Richard BARES).

Dalle rectangulaire, charge uniforme, schéma statique est le suivant



*Fig.IV.2.2. Système d'appui du panneau*

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{l_x}{l_y} = \frac{710}{360} = 1,97 \approx 2,00$$

Utilisation des valeurs de la **table 1.31**.

$$M_{xvs} = -0,0139qa^2 \text{ et } M_{xs} = 0,0004qa^2$$

$$M_{yvs} = -0,0833qb^2 \text{ et } M_{ys} = 0,0395qb^2$$

$$M_{yas} = 0,0417qb^2 \text{ et } M_{yva} = -0,0833qb^2$$

$$w_s = 0,0018 \frac{qa^4}{Eh^3} \text{ et } w_{bs} = 0,0019 \frac{qa^4}{Eh^3}$$

$a, b$  : Dimensions de la dalle ;

$\gamma$  : Rapport des cotés de la dalle ;

$M_{xvs}$  : Moment fléchissant d'appui dans le sens X à l'encastrement en  $y = b/2$  ;

$M_{xs}$  : Moment fléchissant dans le sens X en  $x = b/2$  et  $y = a/2$  ;

$M_{yvs}$  : Moment fléchissant d'appui dans le sens Y à l'encastrement en  $x = a/2$  ;

$M_{ys}$  : Moment fléchissant dans le sens Y en  $y = b/2$  et  $x = a/2$  ;

$M_{yas}$  : Moment fléchissant dans le sens Y en  $y = b/2$  et  $x = a$  ;

$M_{yva}$  : Moment fléchissant d'appui dans le sens Y à l'encastrement en et  $x = a$  ;

$w_s$  : Déplacement vertical /flèche/ au centre de la dalle ;

$w_{bs}$  : Déplacement vertical au centre du bord libre de la dalle  $x = a$  ;

$q$  : Charge uniformément répartie de la dalle ;

$E$  : Module d'élasticité ;

$h$  : Epaisseur de la dalle.

Preons pour illustration les charges revenant au plancher d'un étage courant.

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,29 + 1,5 \times 1,5 = 10,74 \text{ KN/ml}$$

	$M_{xs}$	$M_{xvs}$	$M_{ys}$	$M_{yvs}$	$M_{yas}$	$M_{yva}$
Valeurs	0,22	-7,52	5,50	-11,59	5,80	-11,59

Tab.2. Valeurs des moments a l'ELU

### 1. Ferrailage :

#### ➤ Sens x-x :

##### ▪ Aux appuis :

$$M_a = M_{xvs} = 7,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,52 \times 10^3}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,031$$

$\mu_b = 0,031 < \mu_l = 0,392$   $\implies$  **S.S.A** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).

Donc  $\beta = 0,984$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,52 \times 10^3}{0,984 \times 0,13 \times 400 / 1,15 \times 10^6} = 1,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8=2,01 cm<sup>2</sup>**

**Armatures de répartition :**

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA6= 1,13 cm<sup>2</sup>**

➤ **Sens y-y :**

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = M_{yva} = 11,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,59 \times 10^3}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,048$$

$\mu_b = 0,048 < \mu_l = 0,392$   $\implies$  **S.S.A** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).

Donc  $\beta = 0,975$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,59 \times 10^3}{0,975 \times 0,13 \times 400 / 1,15 \times 10^6} = 2,63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,63 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3,14 cm<sup>2</sup>**

**Armatures de répartition :**

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA6= 1,13 cm<sup>2</sup>**

▪ **En travée :**

$$M_t = M_{ys} = 5,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,80 \times 10^3}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,024$$

$\mu_b = 0,024 < \mu_l = 0,392$   $\implies$  **S.S.A**

Donc  $\beta = 0,988$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,80 \times 10^3}{0,988 \times 0,13 \times 400 / 1,15 \times 10^6} = 1,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,30 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3,14 cm<sup>2</sup>**

**Armatures de répartition :**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8=2,01 cm<sup>2</sup>**

## B. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 modifié 99/ Art .B.7,4) :**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \times b \times h \quad \text{et} \quad A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$A_x$  et  $A_y$  : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens «x» et dans le sens «y»

$\rho_0$  : Taux d'armatures (acier HA FeE400  $\rho_0 = 0,0008$ )

$l_x, l_y$  : Dimensions de la dalle avec  $l_x \leq l_y$

▪ **Aux appuis :**

$$\frac{\rho_0}{2} \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \times b \times h = \frac{0,0008}{2} \left( 3 - \frac{3,60}{7,10} \right) \times 100 \times 15 = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \times b \times h \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

avec:  $T_u^x = q_u \frac{l_x}{2} = 10,74 \times \frac{7,10}{2} = 38,13 \text{ KN}$

$$T_u^y = q_u \frac{l_y}{2} = 10,74 \times \frac{3,60}{2} = 19,33 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 38,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38,13 \times 10^3}{1 \times 0,13} = 0,29 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,29 \text{ MPa}$$

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

$\Leftrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Vérification de l'ancrage rectiligne des barres :(BAEL 91/ Modifie 99 Art. A.6.1,221)**

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

$$\tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,83} = 353,36 \text{ mm} = 35,34 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'entraînement des barres :(BAEL 91/ Modifie 99 Art. A.6.1,3)**

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

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

$\sum u_i$  désignant la somme des périmètres utiles des barres

donc  $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times (3,14 \times 10) = 188,4 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{38,13 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2\psi_s f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \times (1,5 \times 2,1) = 6,30 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 1,09 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 6,30 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Diamètre minimal des barres : (BAEL91 modifié 99/ Art A.7.21) :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement réparti ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$ .
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm})$ .
  - **Sens x-x:**
    - Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
  - **Sens y-y:**
    - Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
    - Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

**C. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{l_x}{l_y} = \frac{710}{360} = 1,97 \approx 2,00$$

Utilisation des valeurs de la **table 1.35**.

$$M_{xvs} = -0,0139qa^2 \text{ et } M_{xs} = 0,0021qa^2$$

$$M_{yvs} = -0,0830qb^2 \text{ et } M_{ys} = 0,0406qb^2$$

$$M_{yas} = 0,0450qb^2 \text{ et } M_{yva} = -0,0845qb^2$$

$$w_s = 0,0018 \frac{qa^4}{Eh^3} \text{ et } w_{bs} = 0,0021 \frac{qa^4}{Eh^3}$$

$$q_s = G + Q = 6,29 + 1,5 = 7,79 \text{ KN/ml}$$

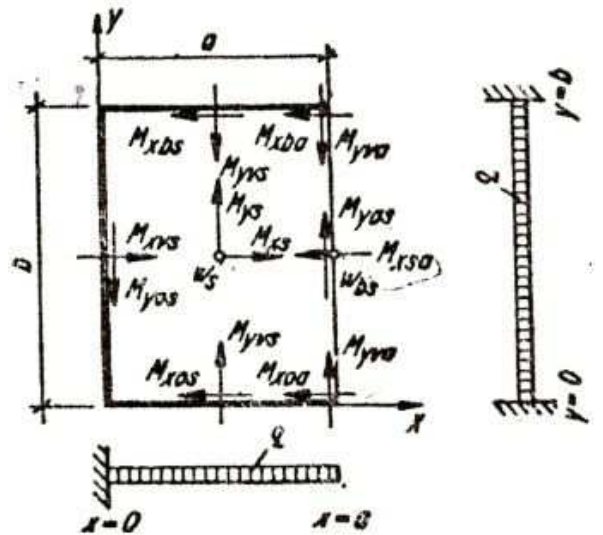


Fig.IV.2.3.représentation du panneau a l'ELS.

	$M_{xs}$	$M_{xvs}$	$M_{ys}$	$M_{yvs}$	$M_{yas}$	$M_{yva}$
Valeurs	0,82	-5,46	4,10	-8,38	4,54	-8,53

Tab.2. Valeurs des moments a l'ELU

## 1. Ferrailage :

## ➤ Sens x-x :

## ▪ Aux appuis :

$$M_a = M_{xvs} = 5,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,46 \times 10^3}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,023$$

$\mu_b = 0,023 < \mu_l = 0,392 \implies$  S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).

Donc  $\beta = 0,988$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,46 \times 10^3}{0,988 \times 0,13 \times 400 / 1,15 \times 10^6} = 1,22 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,22 \text{ cm}^2$$

## ▪ En travée :

$$M_t = M_{xs} = 0,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,82 \times 10^3}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,003$$

$\mu_b = 0,003 < \mu_l = 0,392 \implies$  S.S.A

Donc  $\beta = 0,998$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,82 \times 10^3}{0,998 \times 0,13 \times 400 / 1,15 \times 10^6} = 0,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,18 \text{ cm}^2$$

## ➤ Sens y-y :

## ▪ Aux appuis :

$$M_a = M_{yva} = 8,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,53 \times 10^3}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,035$$

$\mu_b = 0,035 < \mu_l = 0,392 \implies$  S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).

Donc  $\beta = 0,982$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,53 \times 10^3}{0,982 \times 0,13 \times 400 / 1,15 \times 10^6} = 1,92 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,92 \text{ cm}^2$$

## ▪ En travée :

$$M_t = M_{ys} = 4,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,10 \times 10^3}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,017$$

$\mu_b = 0,017 < \mu_l = 0,392 \implies$  S.S.A

Donc  $\beta = 0,991$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,10 \times 10^3}{0,991 \times 0,13 \times 400 / 1,15 \times 10^6} = 0,91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,91 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

Les armatures trouvées à l'ELU sont largement suffisantes.

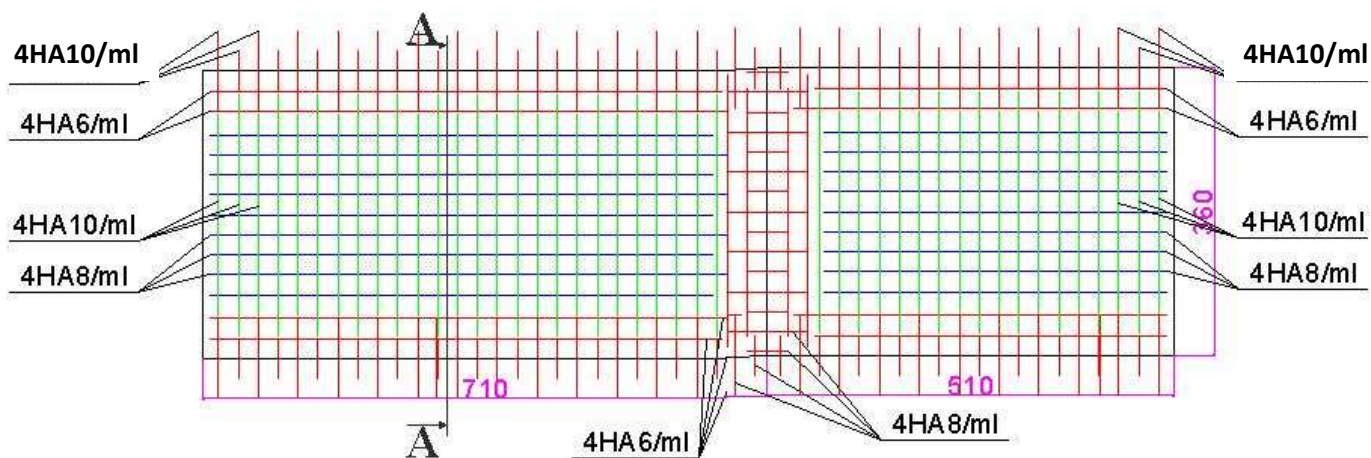


Fig.IV.2.4.Ferrailage des panneaux de dalle

- Aux appuis :

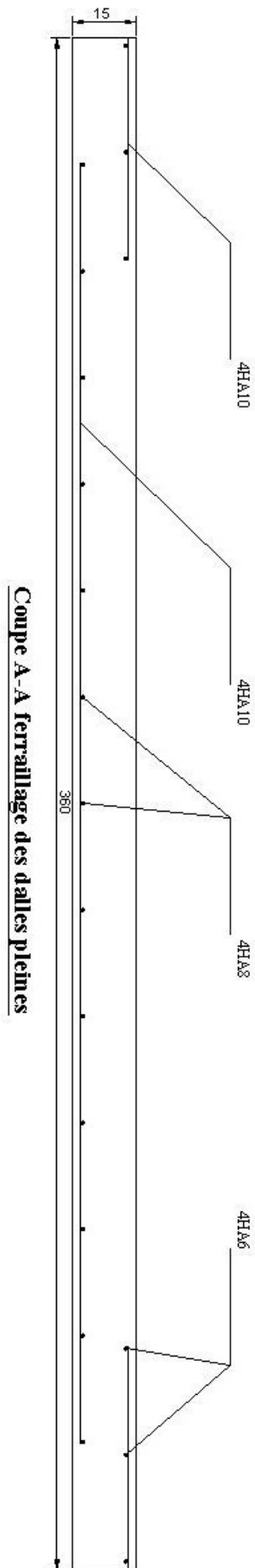
$$A_a^p = 4HA10$$

$$A_a^r = 4HA8$$

- Aux travées :

$$A_t^p = 4HA10$$

$$A_a^r = 4HA8$$



### IV.3. Calcul des escaliers :

#### IV.3.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

Pour notre structure on a deux cages d'escaliers identiques pour chaque niveau, et trois types d'escaliers (sous sol, le RDC et l'étage courant)

#### IV.3.2. Terminologie :

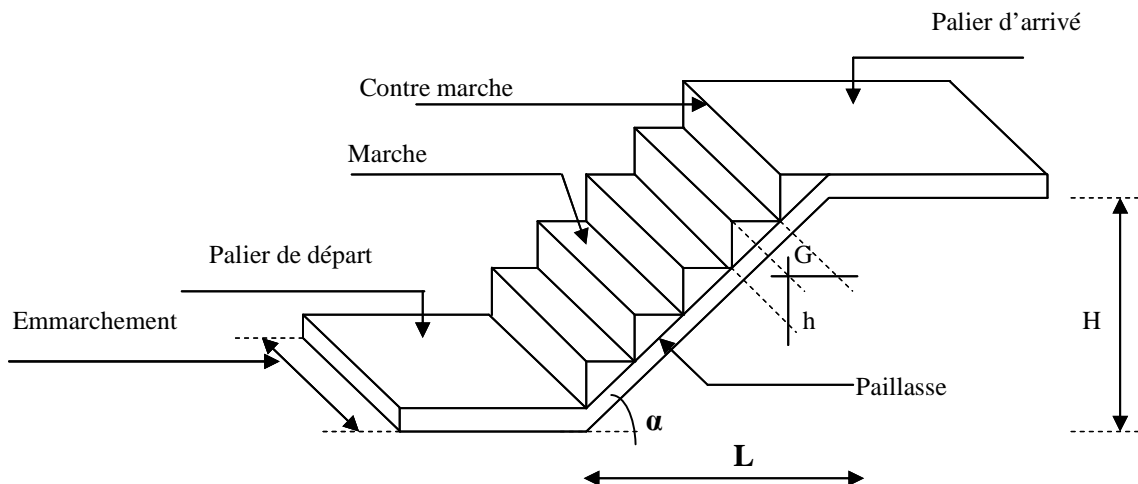


Fig. IV.3.1 : Schéma de l'escalier

**-Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

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

**-Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection entre la marche et la contre marche nommée « nez de marche ».

$n$  : nombre de contre marches donné par :  $n = H/h$

Avec :  $H$  : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

**-Hauteur de la contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$h$  le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

**-Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches :  $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$ .

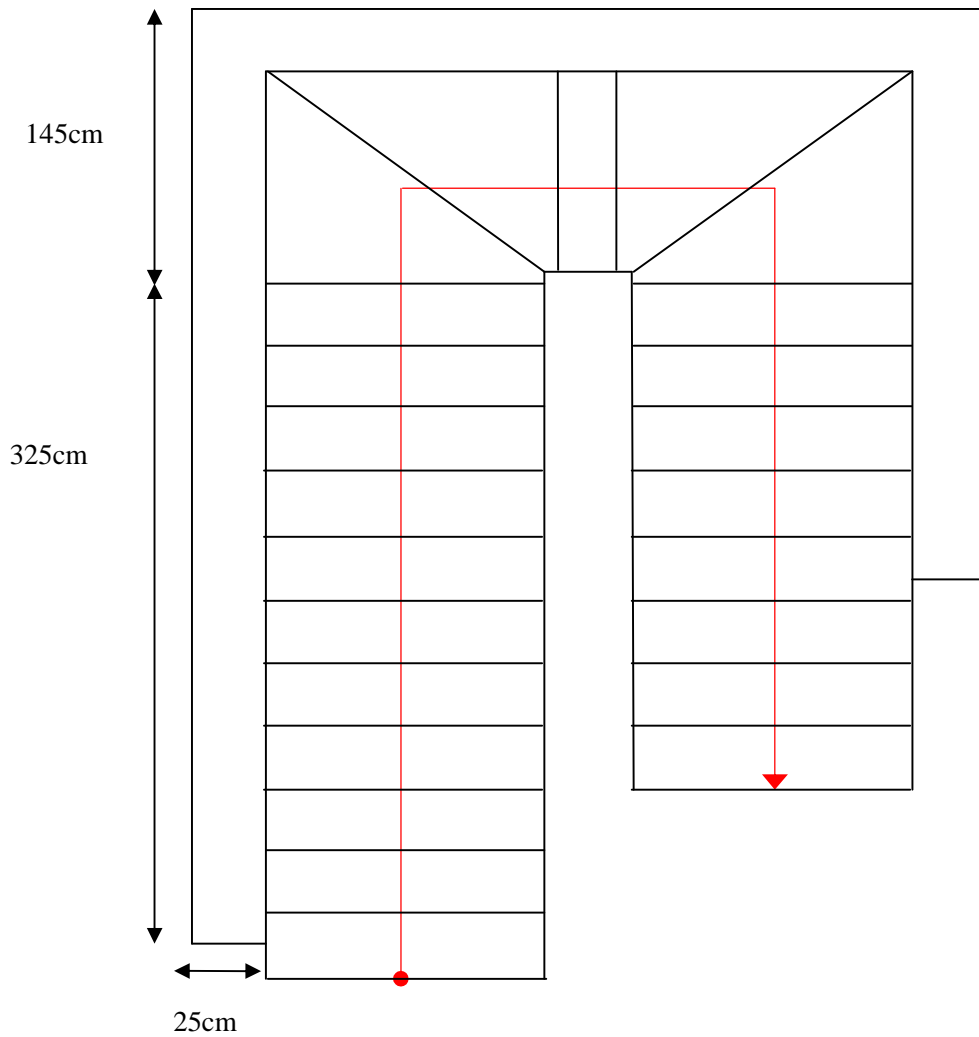
**-La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

-*Le palier* : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

-*L'emmarchement* : représente la largeur de la marche.

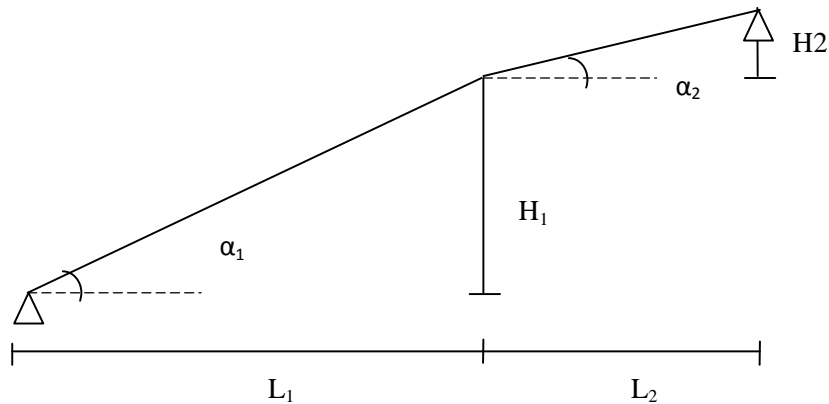
**IV.3.2 Escalier Sous sol:** (escalier à marches balancées)

**2-1.Pré-dimensionnement:**



*Fig. IV.3.2. : Escalier sous sol*

- Présentation de la 1<sup>ère</sup> volée :



**Fig.IV.3.3. Schéma statique**

Prenons  $h=16\text{cm}$  et  $g=30\text{cm}$

On a :  $H = 16 \times 12 = 192\text{cm}$

Cherchons le nombre de contres marches  $n$

$$n = H/h = 192/16 = 12 \Rightarrow n = 12$$

Nombre de contre marche  $n = 12$

Nombre de marche  $m = n-1 = 11$  marches

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont redimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :  $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

$$2h+g=32+30=62\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivante :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

$L$  : la longueur projetée  $L=445\text{cm}$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{445}{30} \leq e_p \leq \frac{445}{20}$$

$$14.83\text{cm} \leq e_p \leq 22.25\text{cm}$$

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

**-Calcul des angles  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  :**

$$\tan \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{192}{325} = 0.59 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = 30.5^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{32}{120} = 0.266 \quad \Rightarrow \quad \alpha_2 = 14.93^\circ$$

- -détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanentes:

a-1) Partie 01:

Éléments	Épaisseur (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	22	0.44
3. Couche de sable	0.02	18	0.36
4. Marches	0.16/2	25	2
5. Dalle pleine	0.17/cos $\alpha_1$	25	4.93
6. Enduit ciment	0.02	18	0.36
7. Garde corps	0.01	20	0.2
<b>G =</b>			<b>8.78</b>

a-2) Partie 02:

Éléments	Épaisseur (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	22	0.44
3. Couche de sable	0.02	18	0.36
4. Marches	0.16/2	25	2
4. Dalle pleine	0.17/cos $\alpha_2$	25	4.39
5. Enduit ciment	0.02	18	0.36
6. Garde corps	0.01	20	0.2
<b>G =</b>			<b>8.19</b>

b- Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le D.T.R B.C 2.2  
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$

c- Combinaison de charges à l'ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

**Partie 01 :**  $q_u^1 = (1.35 \times 8.78 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 15.6KN/ml$

**Partie02:**  $q_u^2 = (1.35 \times 8.19 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 14.8KN/ml$

d- Calcul a l'ELU

d-1. Calcul des efforts interne

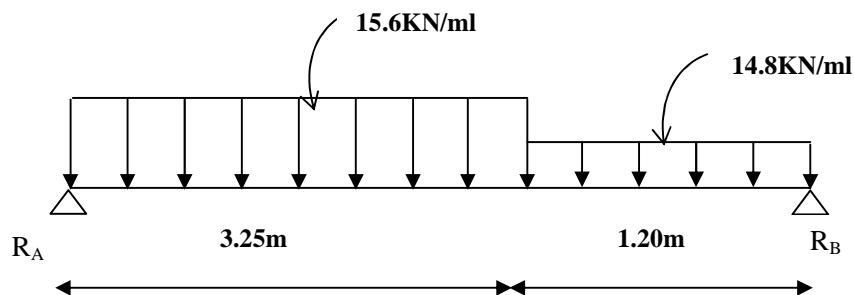


Fig.III.3.4: Schéma statique de calcul de la 1ère volée à l'ELU

✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0; \quad R_A + R_B = 68.45 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0; \quad R_B = 33.87 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0; \quad R_A = 34.58 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

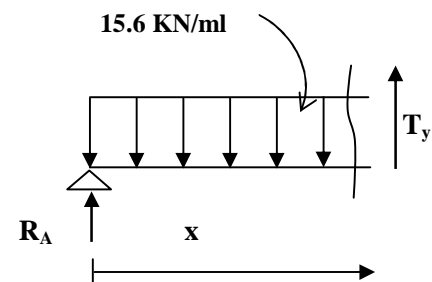
**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 3.25m$

- Efforts tranchants :

$$\sum F = 0; \quad T_y = 15.6x - 34.58.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -34.58 \text{ KN}$$

$$x = 3.25m \Rightarrow T_y(3.25) = 16.12 \text{ KN}$$



- Moments fléchissant :

$$M(x) = -15.6 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 3.25m \Rightarrow M(3.25) = 30KN.m$$

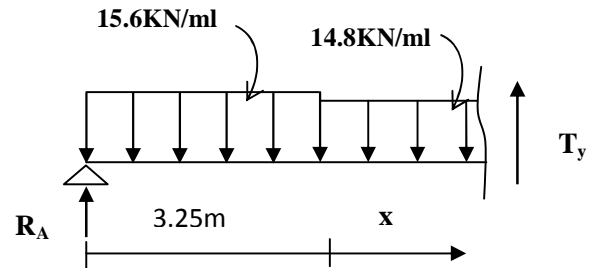
**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $3.25 \leq x \leq 4.45m$

- *Efforts tranchants :*

$$T_y(x) = -R_A + 15.6 \times 3.25 + 14.8(x - 3.25)$$

$$x = 3.25 \Rightarrow T(3.25) = 16.12 KN$$

$$x = 4.45m \Rightarrow T_y(4.45) = 33.88 KN$$



✓ **Calcul du moment maximum :**

$$V_y = 0 \Rightarrow M_{max}$$

$$V_y = 15.6x - 34.58 = 0 \Rightarrow x = 2.21m$$

$$M(2.21) = -15.6 \frac{x^2}{2} + R_A(x) = -15.6 \frac{(2.21)^2}{2} + 34.58(2.21) = 38.32KN.m$$

$$M_{Max} = 38.32KN.m$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{Uapp} = (0.3)M_{Umax} = (-0.3) \times (38.32) = -11.50KN.m$$

**-Moment en travée:**

$$M_{Utr} = (0.85)M_{Umax} = 0.85 \times (38.32) = 32.57KN.m$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

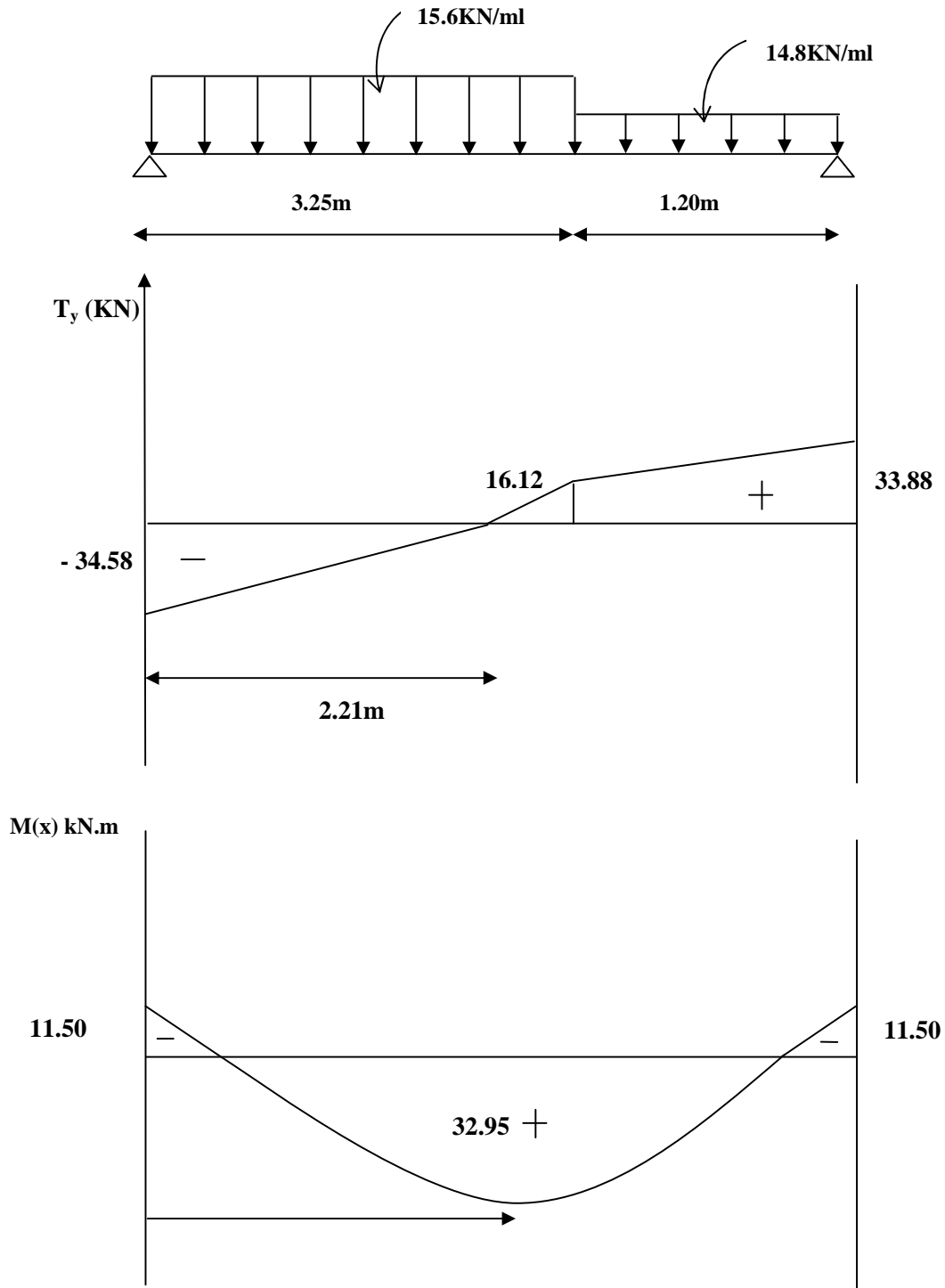


Figure IV.3.5: Diagramme des efforts internes à l'ELU

**d-1. Calcul des armatures :**

b=100cm, h=17cm

c=2cm, d=14cm

❖ **Aux appuis :**  $M_{ap} = 11.50 \text{KN.m}$

° **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{11.50 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.04$$

Avec:  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$

$$\mu_b = 0.041 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.50 \times 10^3}{0.980 \times 14 \times \frac{400}{1.15}} = 2.40 \text{cm}^2$$

$$A_{ap} = 2.40 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_{ap} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{cm}$

° **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2$$

Soit:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{cm}$ .

❖ **En travée :**

° **Armatures principales :**  $M_t = 32.57 \text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{32.57 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.116$$

$$\mu_b = 0.100 \Rightarrow \beta = 0.938$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32.5 \times 10^3}{0.938 \times 14 \times 384} = 7.11 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5\text{HA}14 = 7.69 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{cm}$

° Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de  $S_r = 25 \text{ cm}$

e- Combinaison de charges à l'ELS:

$$q_u = G + Q$$

**Partie 01 :**  $q_u^{v1} = (8.78 + 2.5) \times 1\text{m} = 11.28 \text{ KN/ml}$

**Partie 02 :**  $q_u^{v2} = (8.19 + 2.5) \times 1\text{m} = 10.70 \text{ KN/ml}$

f- Calcul à l'ELS :

Calcul des efforts interne :

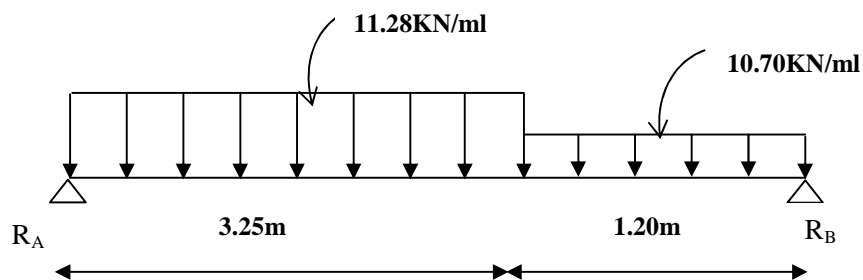


Fig.IV.3.6. Schéma statique de calcul de la 1ère partie à l'ELS

✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 24.5 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 25 \text{ KN.}$$

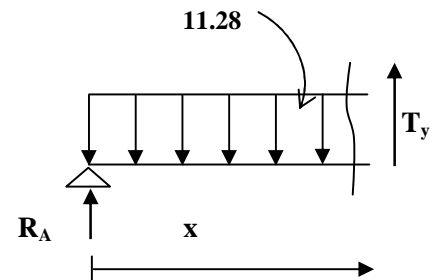
✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 3.25\text{m}$

- Efforts tranchants :

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 11.28x - 25.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -25 \text{ KN}$$



$$x = 3.25m \Rightarrow T_y(3.25) = 11.66KN$$

**-Moments fléchissant :**

$$M(x) = -11.28 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 3.25m \Rightarrow M(3.25) = 21.675KN.m$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $3.25 \leq x \leq 4.45m$

**- Efforts tranchants :**

$$V_y(x) = -R_A + 11.28 \times 3.25 + 10.70(x - 3.25)$$

$$x = 3.25 \Rightarrow T_y(3.25) = 11.66 KN$$

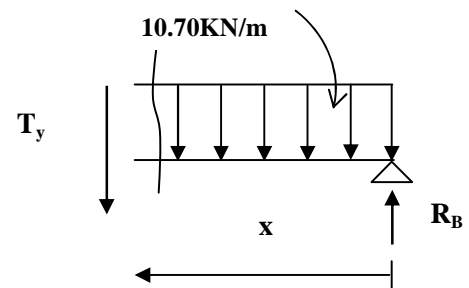
$$x = 4.45m \Rightarrow T_y(4.45) = 24.5KN$$

✓ **Moment maximum :**

$$V_y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T_y = 11.28x - 25 \Rightarrow x = 2.21m$$

$$M(2.21) = -11.28 \frac{2.21^2}{2} + 25(2.21) = 27.70KN.m$$



**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{SAP} = (0.3) M_{SMAX} = -0.3 (27.68) = -8.31KN.m$$

**-Moment en travée:**

$$M_{STR} = (0.85) M_{SMAX} = 0.85 (27.68) = 23.54KN.m$$

✓ Diagrammes des efforts internes

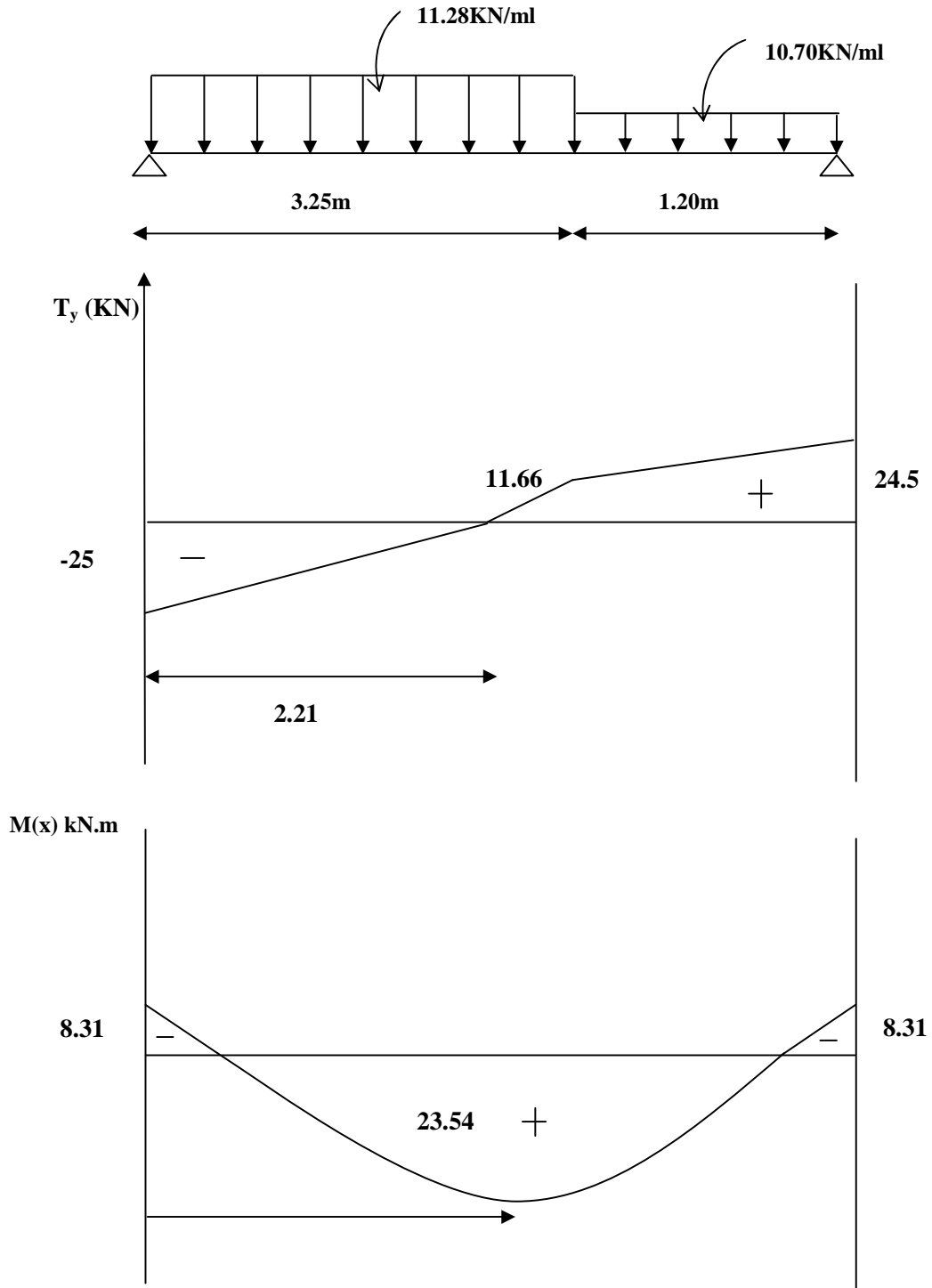


Figure IV.3.7. Diagramme des efforts internes à l'ELS

- Présentation du 2<sup>ème</sup> partie :

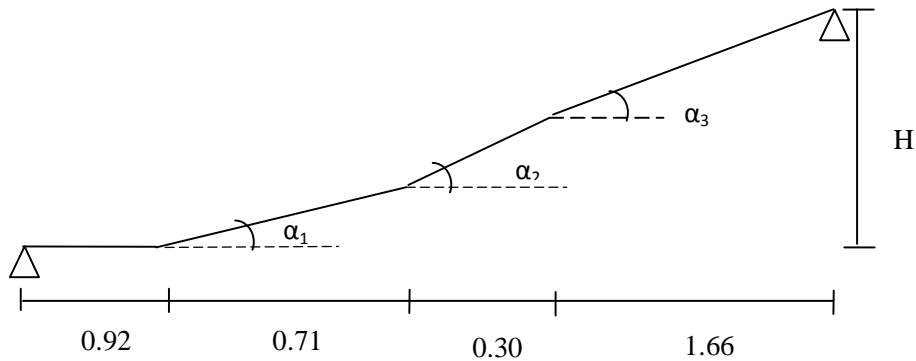


Fig.IV.3.8.Schéma statique

Prenons  $h=16\text{cm}$  et  $g=30\text{cm}$

On a :  $H=96\text{ cm}$

Cherchons le nombre de contres marches  $n$

$$n = H/h = 96/16 = 6 \Rightarrow n = 6$$

Nombre de contre marche  $n=6$

Nombre de marche  $m = n-1 = 5$  marches

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont redimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :  $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

$$2h+g=32+30=62\text{cm} \quad \Longleftrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivante :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

$L$  : la longueur projetée avec  $L=360\text{cm}$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{360}{30} \leq e_p \leq \frac{360}{20}$$

$$12\text{cm} \leq e_p \leq 18\text{cm}$$

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

**-Calcul des angles  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  et  $\alpha_3$ :**

$$H_1 = 16\text{cm}; \quad H_2 = 16\text{cm}; \quad H_3 = 34\text{cm}$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{H_1}{L_2} = \frac{16}{71} = 0.23 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = 13.46^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{H_2}{L_3} = \frac{16}{30} = 0.54 \quad \Rightarrow \quad \alpha_2 = 28.07^\circ$$

$$\tan \alpha_3 = \frac{H_3}{L_4} = \frac{32}{166.5} = 0.192 \quad \Rightarrow \quad \alpha_3 = 10.87^\circ$$

- -détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanentes:

a-1) Volée:

Éléments	Épaisseur (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	22	0.44
3. Couche de sable	0.02	18	0.36
4. Marches	0.16/2	25	2
5. Enduit ciment	0.02	18	0.36
6. Garde corps	0.01	20	0.2
			<b>G =3.8</b>

Pour la dalle pleine :

Dalle pleine	0.17	25	4.45
	0.17/cos $\alpha_1$	25	4.37
	0.17/cos $\alpha_2$	25	4.81
	0.17/cos $\alpha_3$	25	4.33

Le 1<sup>er</sup> tronçon :

$$G_1 = G + 4.45 = 3.8 + 4.45 = 8.25 \text{KN/m}^2$$

Le 2<sup>eme</sup> tronçon :

$$G_2 = G + 4.37 = 3.8 + 4.37 = 8.17 \text{KN/m}^2$$

Le 3<sup>ère</sup> tronçon :

$$G_3 = G + 4.9 = 3.8 + 4.81 = 8.6 \text{KN/m}^2$$

Le 4<sup>er</sup> tronçon :

$$G_4 = G + 4.33 = 3.8 + 4.33 = 8.13 \text{KN/m}^2$$

**b- Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le D.T.R B.C 2.2  
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$

**c- Combinaison de charges à l'ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

**Le 1<sup>er</sup> tronçon :**

$$q_u^1 = (1.35 \times 8.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 14.88\text{KN/ml}$$

**Le 2<sup>er</sup> tronçon :**

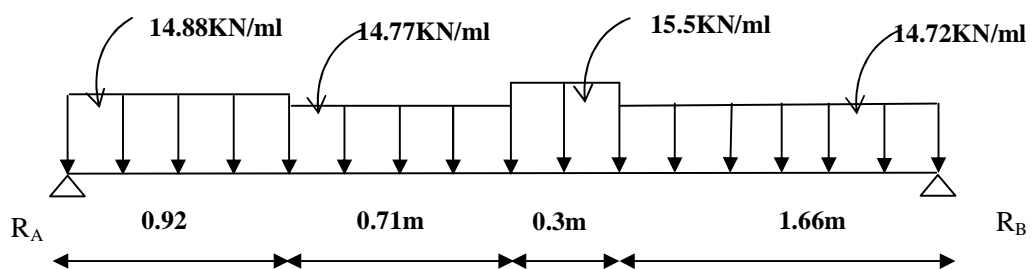
$$q_u^2 = (1.35 \times 8.17 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 14.77\text{KN/ml}$$

**Le 3<sup>er</sup> tronçon :**

$$q_u^3 = (1.35 \times 8.6 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 15.5\text{KN/ml}$$

**Le 4<sup>er</sup> tronçon :**

$$q_u^4 = (1.35 \times 8.13 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 14.72\text{KN/ml}$$

**d- Calcul a l'ELU****d-1. Calcul des efforts interne**

**Fig.IV.3.9.Schéma statique de calcul de la 2<sup>ème</sup> partie à l'ELU**

✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 53.26 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 27.50 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 25.76 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

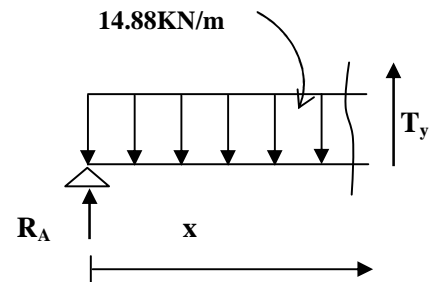
**-Efforts tranchants :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.92\text{m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 14.88x - 25.76.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -25.76\text{KN}$$

$$x = 3.25\text{m} \Rightarrow T_y(0.92) = -12.07\text{KN}$$

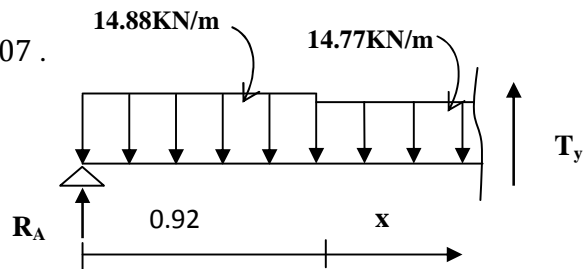


2<sup>eme</sup> tronçon :  $0.92 \leq x \leq 1.63\text{m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 14.77(x - 0.92) - 12.07 .$$

$$x = 0.92 \Rightarrow T_y(0.92) = -12.76\text{KN}$$

$$x = 1.63\text{m} \Rightarrow T_y(1.63) = -1.58\text{KN}$$



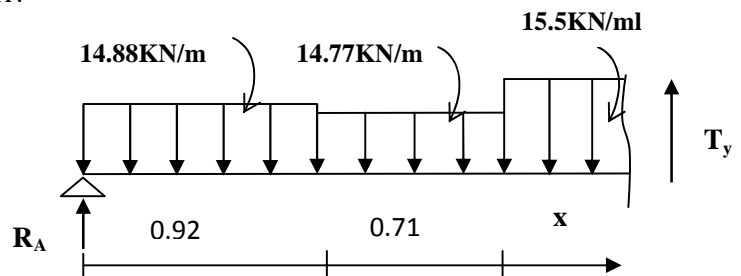
3<sup>eme</sup> tronçon :  $1.63 \leq x \leq 1.93\text{m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y - 14.88 \times 0.92 - 14.77 \times 0.71 - 15.5(x - 1.63) + R_A = 0.$$

$$T_y = -1.58 + 15.5(x - 1.63)$$

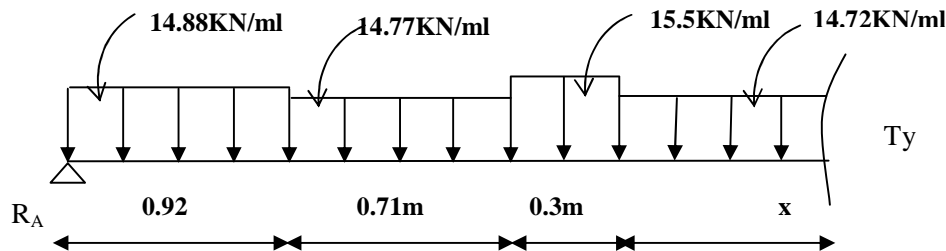
$$x = 1.63 \Rightarrow T_y(1.63) = -1.58\text{KN}$$

$$x = 1.93\text{m} \Rightarrow T_y(1.93) = 3.07\text{KN}$$



4<sup>ème</sup> tronçon :  $1.93 \leq x \leq 3.6\text{m}$

$$\sum F = 0; \quad T_y + R_A - 14.88 \times 0.92 - 14.77 \times 0.71 - 15.5 \times 0.3 - 14.72 \times (x - 1.93) = 0.$$



$$T_y(x) = -26.31 + 14.72x$$

$$x = 1.93 \Rightarrow T_y(1.93) = 3.07\text{KN}$$

$$x = 3.6\text{m} \Rightarrow T_y(3.6) = 27.495 = 27.50\text{KN}$$

**Moments fléchissant :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.92\text{m}$

$$M(x) = -14.88 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 0.92\text{m} \Rightarrow M(0.92) = 17.40\text{KN.m}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0.92 \leq x \leq 1.63\text{m}$

$$M(x) = R_A x - 14.88 \times 0.92 \left( x - \frac{0.92}{2} \right) - \frac{14.77}{2} (x - 0.92)^2$$

$$M(x) = 25.76x - 14.88 \times 0.92 \left( x - \frac{0.92}{2} \right) - \frac{14.77}{2} (x - 0.92)^2$$

$$x = 0.92\text{m} \Rightarrow M(0.92) = 17.40\text{KN.m}$$

$$x = 1.63\text{m} \Rightarrow M(1.63) = 22.24\text{KN.m}$$

3<sup>ème</sup> tronçon :  $1.66 \leq x \leq 1.96\text{m}$

$$M(x) = 27.50x - 14.72 \times 1.66 \left( x - \frac{1.66}{2} \right) - \frac{15.5}{2} (x - 1.66)^2$$

$$x = 1.66\text{m} \Rightarrow M(1.66) = 18.03\text{KN.m}$$

$$x = 1.96\text{m} \Rightarrow M(1.96) = 22.25\text{KN.m}$$

✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T_y = -1.58 + 15.5(x - 1.63) \rightarrow x = 1.73m$$

$$M(1.73) = 25.5KN.m$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{Uapp} = (0.3)M_{Umax} = (-0.3) \times (48.34) = -7.65KN.m$$

**-Moment en travée:**

$$M_{Utr} = (0.85)M_{Umax} = 0.85 \times (48.34) = 21.67KN.m$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

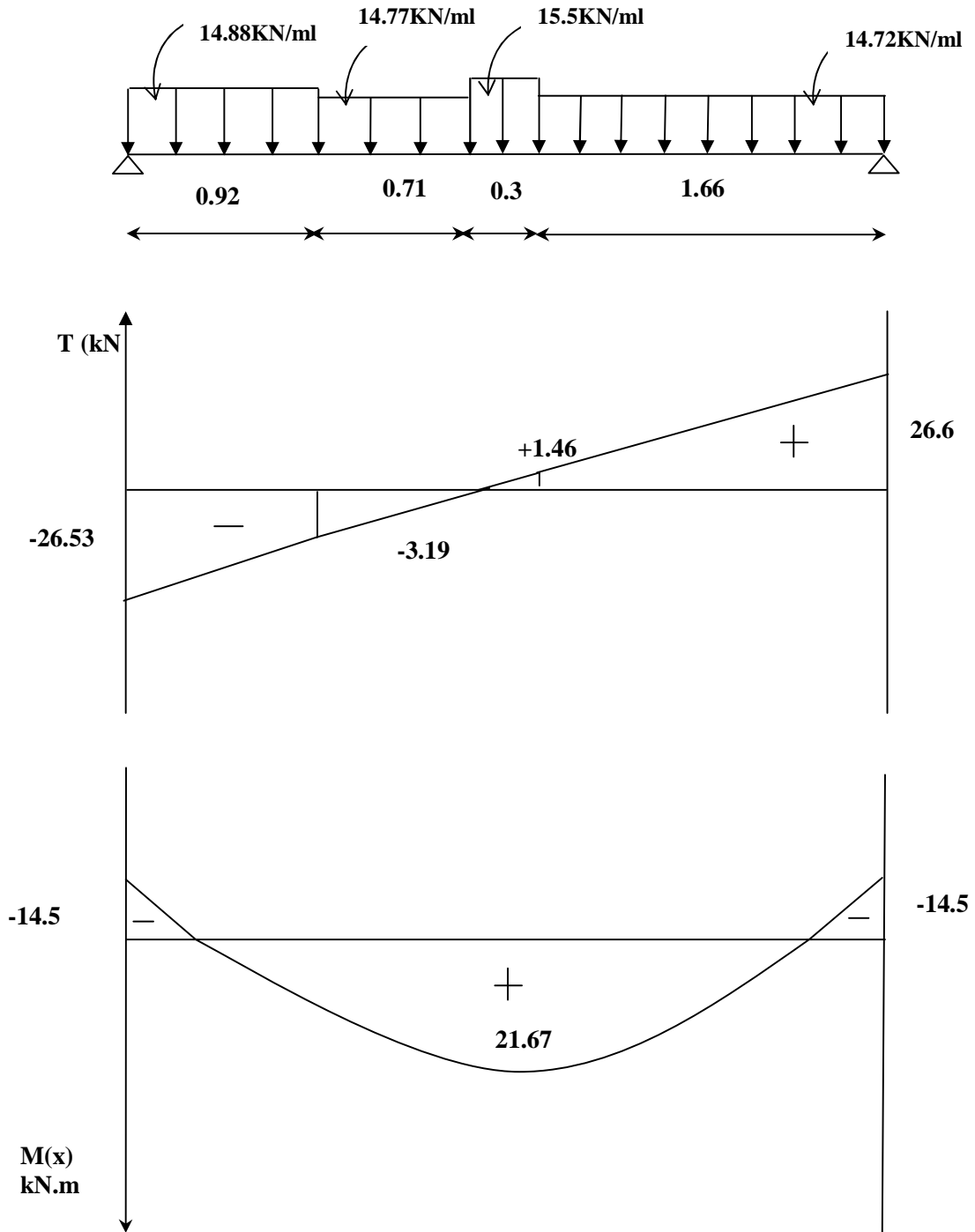


Figure IV.3.10. Diagramme des efforts internes à l'ELU

**- Calcul des armatures**

b=100cm, h=17cm

c=2cm, d=14cm

❖ **Aux appuis** :  $M_{ap} = 7.65 \text{KN.m}$

° **Armatures principales** :

$$\mu_b = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{7.65 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\text{avec: } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.65 \times 10^3}{0.986 \times 14 \times \frac{400}{1.15}} = 1.60 \text{cm}^2$$

$$A_{ap} = 1.60 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_{ap} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 33.33 \text{ cm}$

° **Armatures de répartitions** :

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.58 \text{cm}^2$$

Soit:  $A_r = 3\text{HA}8 = 1.5 \text{cm}^2$ ;

❖ **En travée** :

° **Armatures principales** :  $M_t = 21.67 \text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{21.67 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\mu_b = 0.078 \Rightarrow \beta = 0.959$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.67 \times 10^3}{0.959 \times 14 \times 348} = 4.63 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{cm}$

° Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

e- Combinaison de charges à l'ELS:

$$q_u = G + Q$$

Le 1<sup>er</sup> tronçon :

$$q_s^1 = G_1 + Q = 8.25 + 2.5 = 10.75 \text{ KN/ml}$$

Le 2<sup>ème</sup> tronçon :

$$q_s^2 = G_2 + Q = 8.17 + 2.5 = 10.67 \text{ KN/ml}$$

Le 3<sup>ème</sup> tronçon :

$$q_s^3 = G_3 + Q = 8.7 + 2.5 = 11.20 \text{ KN/ml}$$

Le 4<sup>ème</sup> tronçon :

$$q_s^4 = G_4 + Q = 8.13 + 2.5 = 10.63 \text{ KN/ml}$$

f- Calcul à l'ELS

- Calcul des efforts interne

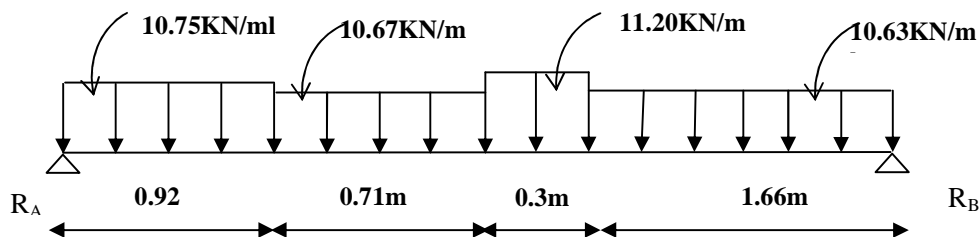


Fig.IV.3.11. Schéma statique de calcul de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELU

✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM

$$\sum M/A = 0; \quad R_B = 19.14 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0; \quad R_A = 19.33 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

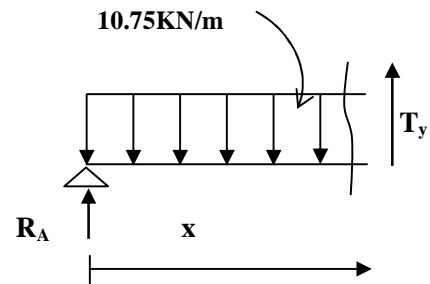
-Efforts tranchants :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.92m$

$$\sum F = 0; \quad T_y = 10.75x - 19.33.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -19.33KN$$

$$x = 3.25m \Rightarrow T_y(0.92) = -9.44KN$$

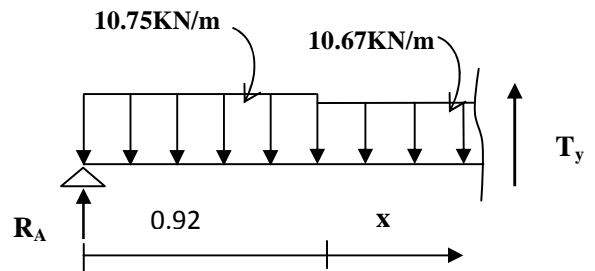


2<sup>eme</sup> tronçon :  $0.92 \leq x \leq 1.63m$

$$\sum F = 0; \quad T_y = 10.67(x - 0.92) - 9.44.$$

$$x = 0.92 \Rightarrow T_y(0.92) = -9.44KN$$

$$x = 1.63m \Rightarrow T_y(1.63) = -1.86KN$$



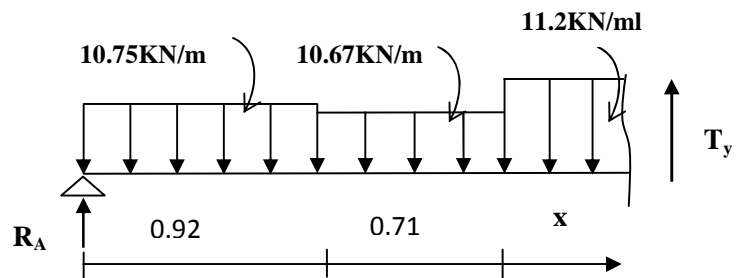
3<sup>eme</sup> tronçon :  $1.63 \leq x \leq 1.93m$

$$\sum F = 0; \quad T_y - 10.75 \times 0.92 - 10.67 \times 0.71 - 11.2(x - 1.63) + R_A = 0.$$

$$T_y = -1.87 + 11.2(x - 1.63)$$

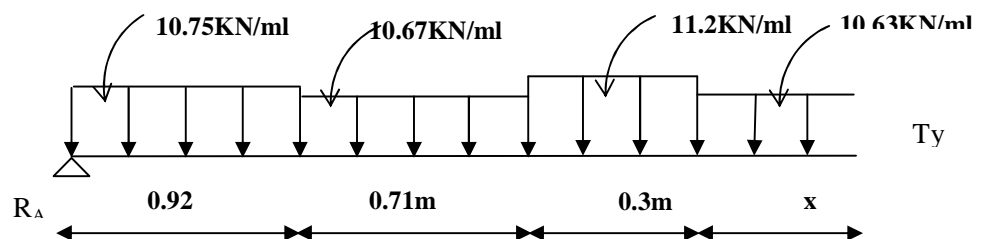
$$x = 1.63 \Rightarrow T_y(1.63) = -1.87KN$$

$$x = 1.93m \Rightarrow T_y(1.93) = 1.50KN$$



4<sup>eme</sup> tronçon :  $1.93 \leq x \leq 3.6m$

$$\sum F = 0; \quad T_y + R_A - 10.75 \times 0.92 - 10.67 \times 0.71 - 11.2 \times 0.3 - 10.63 \times (x - 1.93) = 0.$$



$$x = 0 \Rightarrow T_y(1.93) = 1.5KN$$

$$x = 3.6m \Rightarrow T_y(3.6) = 19.14KN$$

**Moments fléchissant :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.92m$

$$M(x) = -10.75 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 3.25m \Rightarrow M(0.92) = 13.23KN.m$$

2<sup>eme</sup> tronçon :  $0.92 \leq x \leq 1.63m$

$$M(x) = R_A x - 10.75 \times 0.92 \left( x - \frac{0.92}{2} \right) - \frac{10.67}{2} (x - 0.92)^2$$

$$M(x) = 19.33x - 10.75 \times 0.92 \left( x - \frac{0.92}{2} \right) - \frac{10.67}{2} (x - 0.92)^2$$

$$x = 0.92m \Rightarrow M(0.92) = 17.78KN.m$$

$$x = 1.63m \Rightarrow M(1.63) = 17.24KN.m$$

3<sup>eme</sup> tronçon :  $1.66 \leq x \leq 1.96m$

$$M(x) = 19.14x - 10.63 \times 1.66 \left( x - \frac{1.66}{2} \right) - \frac{11.2}{2} (x - 1.66)^2$$

$$x = 1.66m \Rightarrow M(1.66) = 22.95KN.m$$

$$x = 1.96m \Rightarrow M(1.96) = 17.07KN.m$$

4<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.66m$

$$M(x) = -10.63 \frac{x^2}{2} + R_B(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.66m \Rightarrow M(1.66) = 17.12KN.m$$

✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T_y = -1.87 + 11.2(x - 1.63) = 0$$

$$x = 1.73m$$

$$M(1.73) = 17.21KN.m$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{Sapp} = (0.3)M_{Smax} = (-0.3) \times (17.21) = -5.16KN.m$$

**-Moment en travée:**

$$M_{Str} = (0.85)M_{Smax} = 0.85 \times (17.21) = 14.62KN.m$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

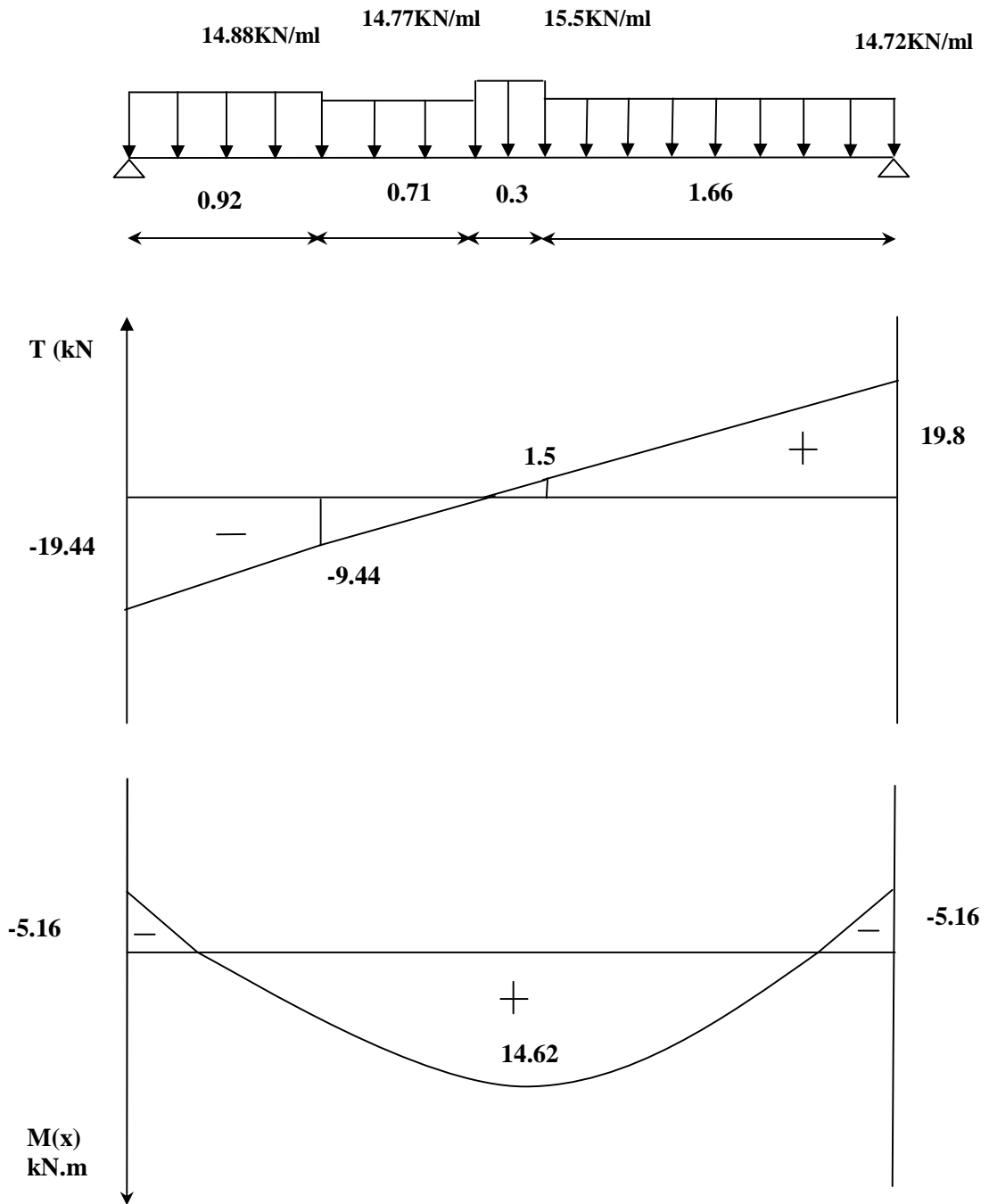


Figure IV.3.12. Diagramme des efforts internes à l'ELS

- Présentation de la 3<sup>ème</sup> volée :

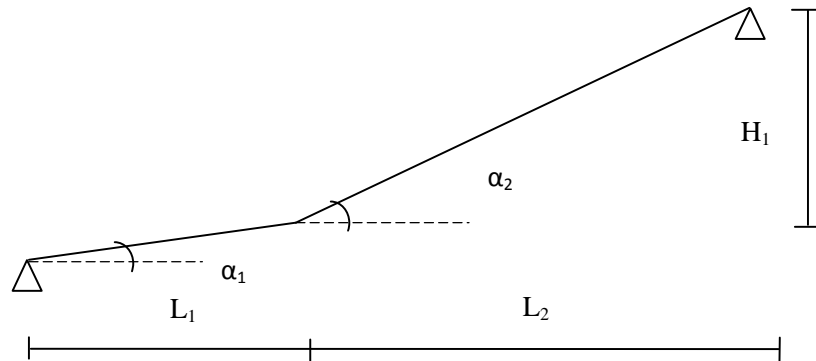


Fig.IV.3.12.schéma statique

Prenons  $h=16\text{cm}$  et  $g=30\text{cm}$

Cherchons le nombre de contres marches  $n$

$$n = H/h = 144/16 = 9 \Rightarrow n = 9$$

Nombre de contre marche  $n=9$

Nombre de marche  $m = n-1 = 8$  marches

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont redimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :  $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

$$2h+g=32+30=62\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse :  $ep = 17\text{cm}$

**-Calcul des angles  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  :**

$$\tan \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{32}{120} = 0.266 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = 14.93^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{128}{240} = 0.53 \quad \Rightarrow \quad \alpha_2 = 31.9^\circ$$

**a- Charges permanentes :**

**a-1) Partie 01:**

$$G = 8.19 \text{ KN/m}^2$$

## a-2) Partie 02:

Éléments	Épaisseur (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	22	0.44
3. Couche de sable	0.02	18	0.36
4. Marches	0.16/2	25	2
5. Dalle pleine	0.17/cos $\alpha_2$	25	4.84
6. Enduit ciment	0.02	18	0.36
7. Garde corps	0.01	20	0.2
			<b>G = 8.64</b>

Donc :

$$G_1 = 8.19 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 8.64 \text{ KN/m}^2$$

## b- Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le D.T.R B.C 2.2  
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$ .

## c- Combinaison de charges à l'ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

**Partie01 :**  $q_u^1 = (1.35 \times 8.19 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 14.8\text{KN/ml}$

**Partie02:**  $q_u^2 = (1.35 \times 8.64 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 15.41\text{KN/ml}$

## d- Calcul a l'ELU

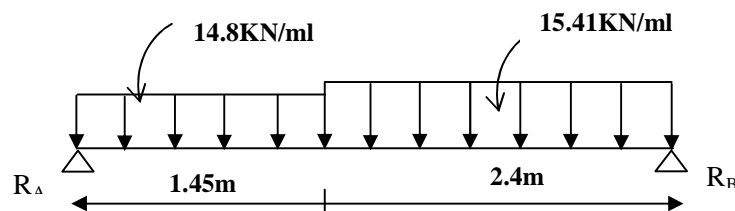
a. Calcul des efforts interne

Fig.IV.3.13. Schéma statique de calcul de la volée à l'ELU

✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM :

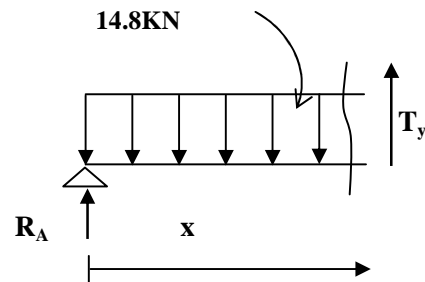
$$\begin{aligned} \sum M/A = 0; & \quad R_B = 29.5KN. \\ \sum M/B = 0; & \quad R_A = 28.94 KN. \end{aligned}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

-Efforts tranchants :

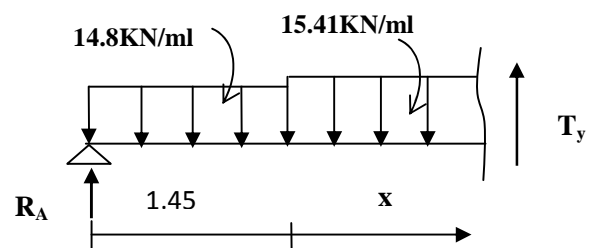
1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.45m$

$$\begin{aligned} \sum F = 0; & \quad T_y = 14.8x - 28.94. \\ x = 0 \Rightarrow & \quad T_y(0) = -28.94KN \\ x = 1.45m \Rightarrow & \quad T_y(1.45) = -7.48KN \end{aligned}$$



2<sup>eme</sup> tronçon :  $1.45 \leq x \leq 3.85m$

$$\begin{aligned} T_y(x) &= -R_A + 14.8 \times 1.45 + 15.41(x - 1.45) \\ x = 1.45 \Rightarrow & \quad T(1.45) = -7.48KN \\ x = 3.85m \Rightarrow & \quad T_y(3.85) = 29.5KN \end{aligned}$$



-Moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.45m$

$$\begin{aligned} M(x) &= -14.8 \frac{x^2}{2} + R_A(x) \\ x = 0 \Rightarrow & \quad M(0) = 0 \\ x = 1.45m \Rightarrow & \quad M(1.45) = 13.38KN.m \end{aligned}$$

2<sup>eme</sup> tronçon :  $1.45 \leq x \leq 3.85m$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A x - 14.8 \times 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2}\right) - \frac{15.41}{2} (x - 1.45)^2 \\ x = 1.45m \Rightarrow & \quad M(1.45) = 26.40KN.m \\ x = 3.85m \Rightarrow & \quad M(3.85) = 0KN.m \end{aligned}$$

✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow M = max$$

$$\begin{aligned} T_y(x) = -28.94 + 14.8 \times 1.45 + 15.41(x - 1.45) & \Rightarrow x = 1.93m \\ M(1.93) &= 28.21KN.m \end{aligned}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{UAP} = (0.3) M_{UMAX} = -0.3 (28.21) = -8.46 \text{KN.m}$$

**-Moment en travée:**

$$M_{UTR} = (0.85) M_{UMAX} = 0.85 (28.21) = 23.986 = 24 \text{KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

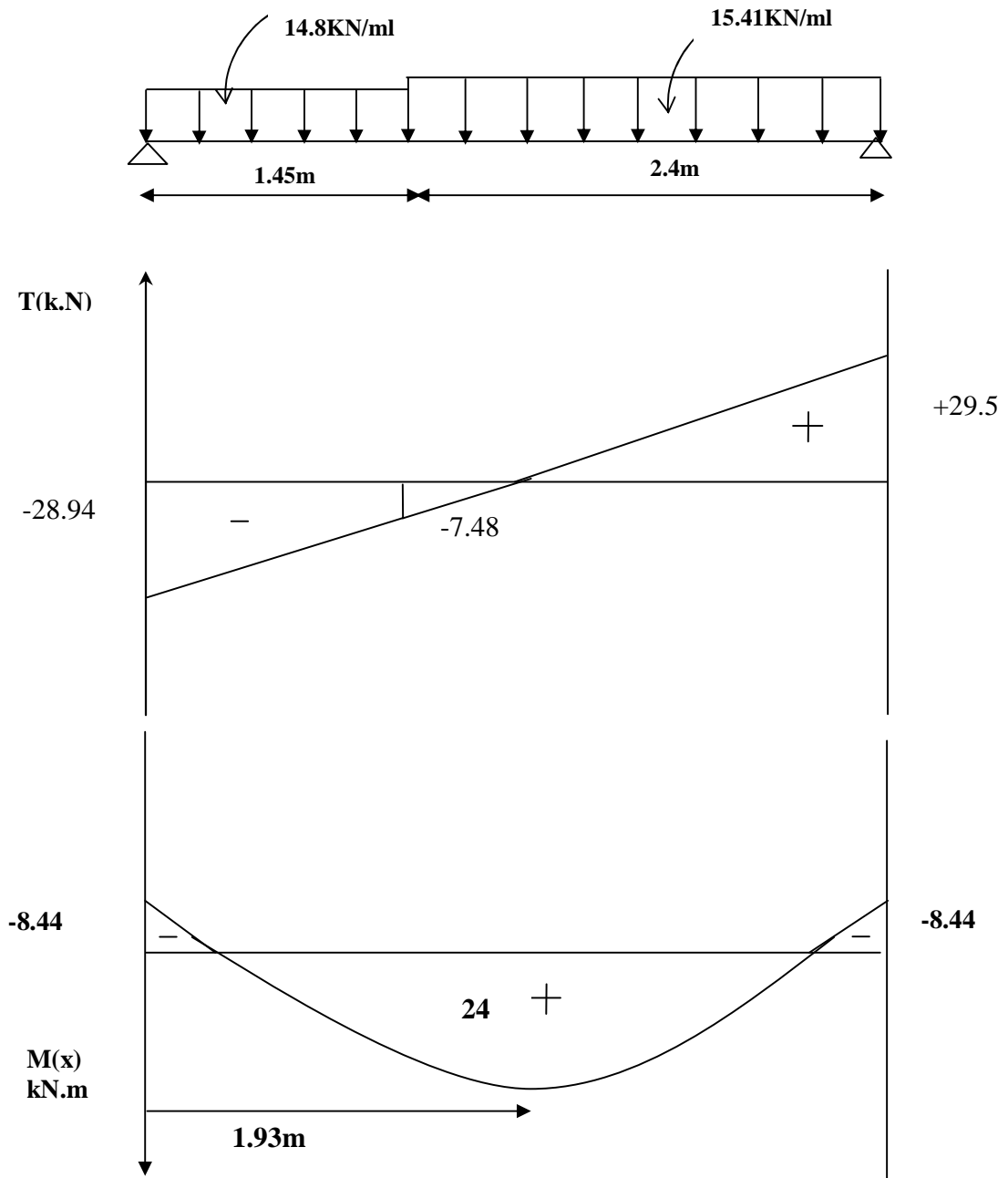


Figure IV.3.14. Diagramme des efforts internes à l'ELU

**b. Calcul des armatures**

b=100cm, h=17cm

c=2cm, d=14cm

❖ **Aux appuis** :  $M_{ap} = 8.46 \text{KN.m}$

° **Armatures principales** :

$$\mu_b = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{8.46 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.03$$

$$\mu_b = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.46 \times 10^3}{0.985 \times 14 \times 400 / 1.15} = 1.76 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_{ap} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{cm}$

° **Armatures de répartitions** :

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$  ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{cm}$ .

❖ **En travée** :

° **Armatures principales** :  $M_t = 24 \text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{24 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu_b = 0.086 \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24 \times 10^3}{0.962 \times 14 \times 348} = 5.12 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{cm}$

° Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

- Combinaison de charges à l'ELS:

$$q_u = G + Q$$

**Partie 01 :**  $q_u^{v1} = 10.70 \text{ KN/ml}$

**Partie 02 :**  $q_u^{v2} = 11.14 \text{ KN/ml}$

Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts interne

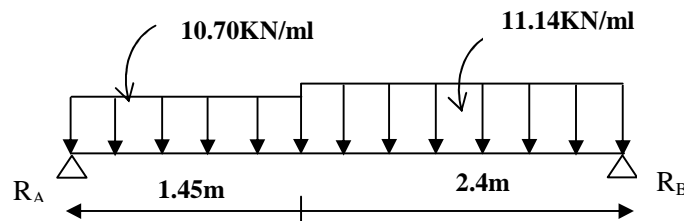


Fig.IV.3.15. Schéma statique de calcul de la volée à l'ELU

✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM :

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 21.32.$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 20.92 \text{ KN} .$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

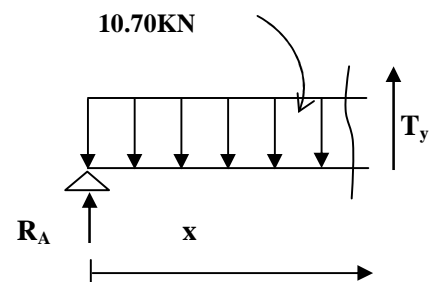
- Efforts tranchants :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.450\text{m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 10.70x - 20.92.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -20.92 \text{ KN}$$

$$x = 1.45\text{m} \Rightarrow T_y(1.45) = -5.40 \text{ KN}$$

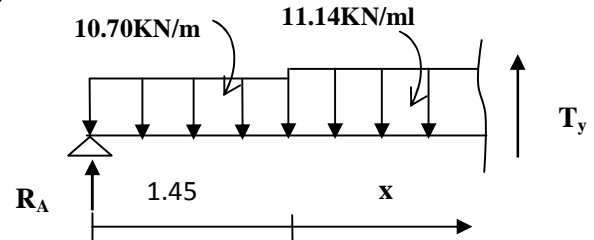


2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.45 \leq x \leq 3.85m$

$$T_y(x) = -R_A + 10.70 \times 1.45 + 11.14(x - 1.45)$$

$$x = 1.45 \Rightarrow T(1.45) = -5.4KN$$

$$x = 3.85m \Rightarrow T_y(3.85) = 21.32KN$$



**-Moments fléchissant :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.45m$

$$M(x) = -10.70 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.45m \Rightarrow M(1.45) = 19.10KN.m$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.45 \leq x \leq 3.85m$

$$M(x) = R_A x - 10.70 \times 1.45 \left( x - \frac{1.45}{2} \right) - \frac{11.14}{2} (x - 1.45)^2$$

$$x = 1.45m \Rightarrow M(1.45) = 19.11KN.m$$

$$x = 3.85m \Rightarrow M(3.85) = 0KN.m$$

✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T_y = -20.92 + 15.51 + 11.14x - 16.15 = 0 \Rightarrow x = 1.93m$$

$$M(1.93) = 20.39KN.m$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{AP} = (0.3) M_{SMAX} = -0.3 (20.39) = -6.11KN.m$$

**-Moment en travée:**

$$M_{STR} = (0.85) M_{SMAX} = 0.85 (20.39) = 17.33KN.m$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

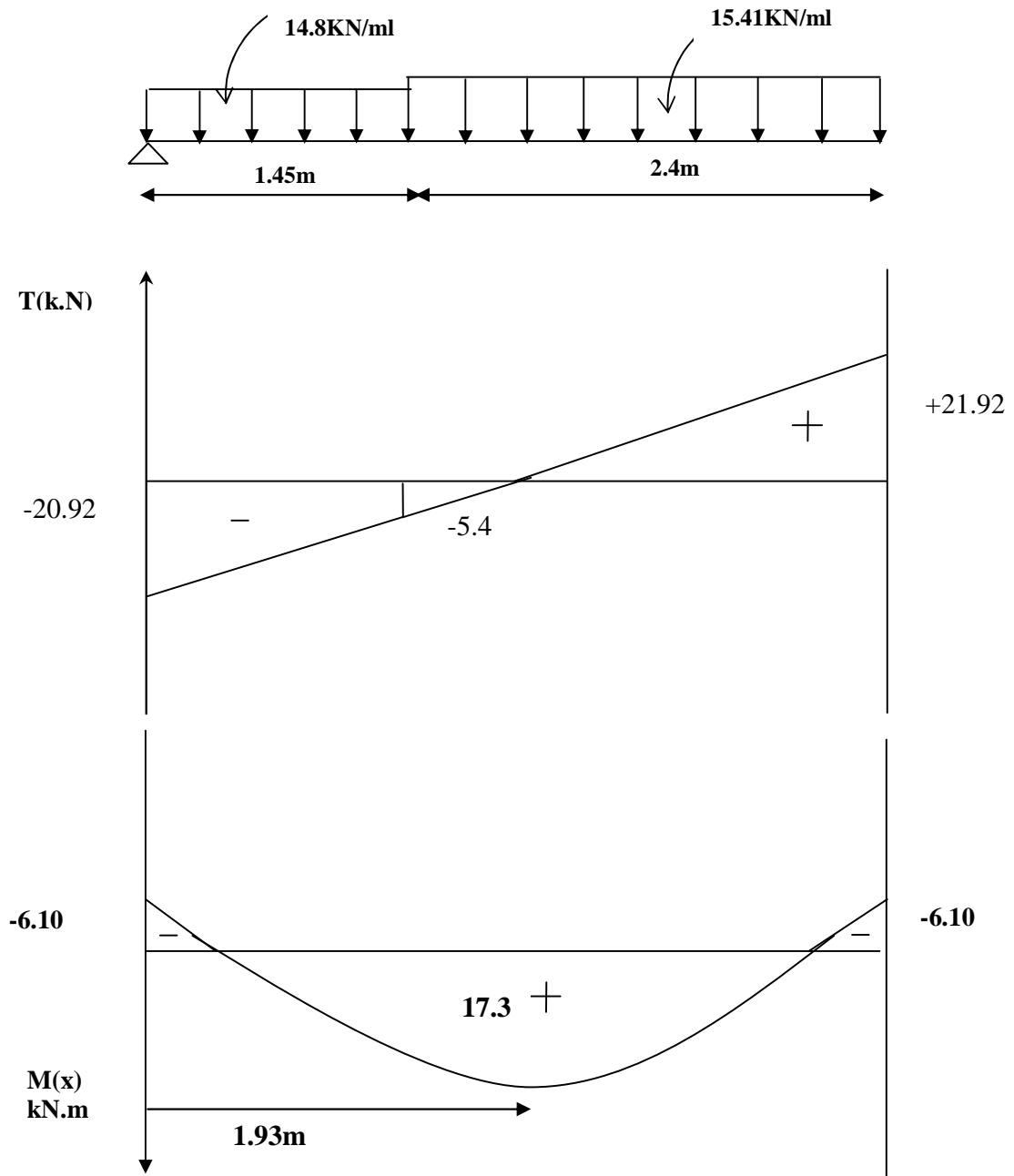


Figure IV.3.16. Diagramme des efforts internes à l'ELS

Pour des raisons de sécurité, ainsi que pour faciliter la mise en œuvre de ces escaliers, on généralise l'ensemble des volées avec l'épaisseur et le ferrailage trouvé dans la 1<sup>ème</sup> volée,

Soit :

**Aux appuis :**  $A_t = 4HA10$

$$A_r = 4H8$$

**En travée :**  $A_t = 5HA14$

$$A_r = 4H8$$

• Vérification a L'ELU :

**1)-Condition de non fragilité : (Art A 4.2, 1/BAEL 91 modifié 99)**

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$A_s > A_{min} = 1.69 \text{cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

**2)-Répartition des barres**

°Armatures principales :

$$S_t < \min(3h ; 33) = \min(51 ; 33) = 33 \text{cm}$$

$$S_t = (20 \text{cm}, 25 \text{cm}) < 33 \text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

°Armatures de répartitions:

$$S_t < \min(4h ; 45) = \min(68 ; 45) = 45 \text{cm}$$

$$S_t = (25 \text{cm}, 25 \text{cm}) < 45 \text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

**3)-Vérification de l'entrainement des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99)**

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

$$V_u = 33.88 \text{KN} \text{ (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désigne la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.88 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 219.8} = 1.22 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.22 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

**5)- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

\* Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2\bar{V}_u}{b \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \rightarrow \quad \bar{V}_u \leq 0.4 \cdot b \cdot a \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :  $a=0.9d=0.9 \times 14=12.6\text{cm}$ 

$$\bar{V}_u = 0.4 \cdot b \cdot a \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 126 \frac{25}{1.5} = 840000\text{N} = 840\text{KN}$$

$$V_u = 33.88\text{KN} \leq \bar{V}_u = 840\text{KN} \quad \rightarrow \quad \text{C. V}$$

**6)-Ancrage des barres aux appuis :**La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$ 

$$\text{avec: } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\text{cm.}$$

$$L_s = 35.27\text{cm}$$

• Vérification a L'ELS :**1)-Contrainte de compression dans le béton:**On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ 

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MP}$$

°Aux appuis :

$$M_s = 8.31 \text{ KN.m}; \quad A_{Sap} = 2.01\text{cm}^2$$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 8.31}{100 \times 14} = 0.593$$

$$\rho_1 = 0.593 \Rightarrow \beta = 0.886 \quad k_1 = 28.86$$

**-Contraintes dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.31 \times 10^3}{0.886 \times 14 \times 2.01} = 333.30 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 333.30 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 384 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

**-Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{333.30}{28.86} = 11.54 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.54 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

°En travée:

$$M_s = 23.54 \text{KN.m}$$

$$A_s = 7.69 \text{cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 15} = 0.518$$

$$\rho_1 = 0.518 \Rightarrow \beta = 0.892 \quad k_1 = 31.30$$

**-Contraintes dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{23.54 \times 10^3}{0.891 \times 14 \times 7.69} = 245.4 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 245.40 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 384 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

**-Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{245.40}{31.30} = 7.84 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.84 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

## 2)-Vérification de la flèche

Selon les règles du (BAEL/91 Art B.6.5 ,2) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \text{ h: hauteur de la section}$$

$$* \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} ; \text{ L : portée libre}$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \text{ A: section d'armatures}$$

Vérification :

$$* \frac{h}{L} = \frac{17}{385} = 0.038 ; \frac{1}{16} = 0.044 ;$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16} \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$* \frac{M_{st}}{10M_{sMax}} = \frac{23.54}{10 \times 27.68} = 0.08; \quad \frac{h}{L} = 0.038$$

$$\frac{h}{L} < \frac{M_{ts}}{10M_{tsMax}} \rightarrow \text{C.V}$$

$$* \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.004 ; \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \text{C.V}$$

Vu que la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

**Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \overline{f_{max}}$$

$$M_s = 23.54 \text{ KN.m}$$

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée de béton

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène (n=15)

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4$$

\*Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$d = h - c = 17 - 2 = 15 \text{ cm}$$

$$d' = h - d = d'' = 2 \text{ cm}$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 2.01$$

$$I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \left[ 7.69 \left( \frac{17}{2} - 3 \right)^2 + 2.01 \left( \frac{17}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 4316.59 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)\rho_1} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3)0.005} = 0.336$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{7.69}{100 \times 14} = 0.005$$

$$\sigma_{st} = 245.4 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 245.40 + 2.1} = 0.524$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4\lambda_i\mu} = \frac{1.1 \times 4316.59 \times 10^4}{1 + 0.4 \times 0.336 \times 0.524} = 44352 \times 10^4$$

D'où la flèche:

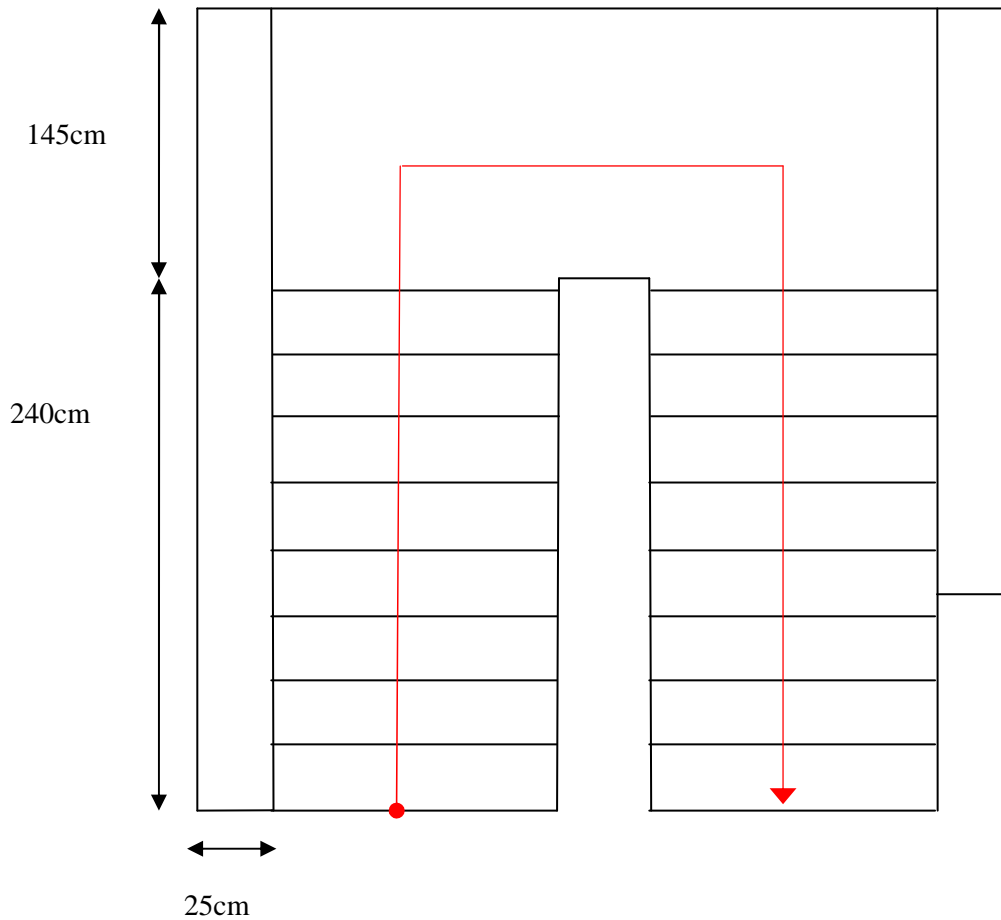
$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{23.54 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10721.4 \times 44352 \times 10^4} = 6.41 \text{ mm}$$

$$\overline{f}_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

$$f = 6.41 \text{ mm} < \overline{f}_{\max} = 7.2 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{c. v}$$

**IV.3.3. Etage courant :**

**3.1 Pré-dimensionnement :**



**Fig. IV.3.16. Escalier sous sol**

On a :  $H=288$  cm

Prenons  $h=17$ cm

Cherchons le nombre de contres marches  $n$

$$n = H/h = 288/17 = 16.94 \Rightarrow n = 17$$

Nombre de contre marche  $n= 17$

Nombre de marche  $m = n-1= 16$  marches

Comme l'étage courant comporte deux volées on optera pour la répartition suivante :

-La 1<sup>ère</sup> volée 8 marches

-La 2<sup>ème</sup> volée 8 marches

Vérification de la formule de **BLONDEL** :  $60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$

La relation liant  $h$  et  $g$  permet de concevoir un escalier plus confortable,

Pour:  $h= 17$ cm,

On aura :  $60\text{cm} \leq 34 +g \leq 64\text{cm}$

$2h+g=34+30=64\text{cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée

• Présentation de la 1<sup>ère</sup> volée :

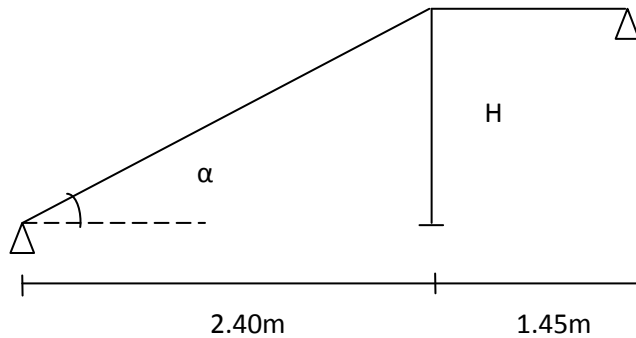


Fig.IV.3.17.schéma statique

**Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivante :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : la longueur projetée avec  $L=385\text{cm}$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{385}{30} \leq e_p \leq \frac{385}{20}$$

$$12.83\text{cm} \leq e_p \leq 19.25\text{cm}$$

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

**-Calcul d'angles  $\alpha_1$**

$$\tan \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{128}{240} = 0.59 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = 28.05^\circ$$

**-détermination des charges et surcharges :**

**1-Charges permanentes:**

**-Volée :**

Éléments	Épaisseur (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	18	0.36
3. Couche de sable	0.03	18	0.49
4. Marches	0.16/2	25	2
5. Dalle pleine	0.17/cos $\alpha$	25	4.81
6. Enduit ciment	0.02	18	0.36
7. Garde corps	0.01	20	0.2
<b>G =</b>			<b>8.66</b>

**-Palier:**

Éléments	Épaisseur (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	18	0.36
3. Couche de sable	0.03	18	0.49
4. Dalle pleine	0.17	25	4.25
5. Enduit ciment	0.02	18	0.36
6. Garde corps	0.01	20	0.2
			<b>G = 6.10</b>

**2- Surcharges d'exploitations :**

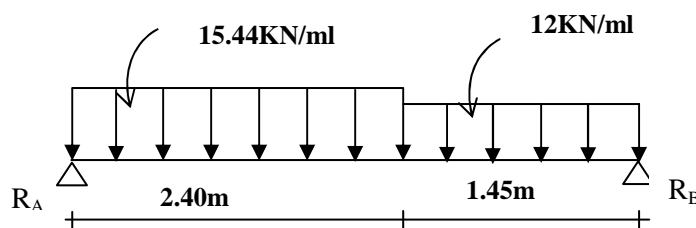
La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le D.T.R B.C 2.2  
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$

**3-Combinaison de charges à l'ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Volée :  $q_u^v = 1.35 \times 8.66 + 1.5 \times 2.5 = 15.44\text{KN/ml}$

Palier :  $q_u^p = 1.35 \times 6.10 + 1.5 \times 2.5 = 11.98 = 12\text{KN/ml}$

**Calcul a l'ELU****a. Calcul des efforts interne**

*Fig.IV.3.18. Schéma statique de calcul de la volée à l'ELU*

**✓ Réactions d'appuis**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 54.45 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 25.67 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 28.78 \text{ KN.}$$

## ✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2.40\text{m}$ 

## - Effort tranchant

$$\sum F = 0; \quad T_y = 15.44x - 28.78.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -28.78\text{KN}$$

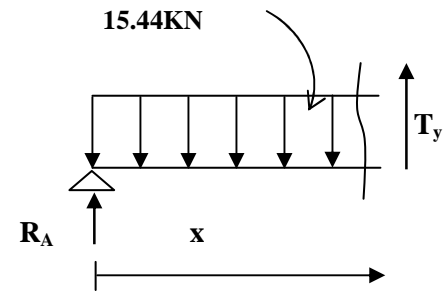
$$x = 2.4\text{m} \Rightarrow T_y(2.4) = 8.27\text{KN}$$

## - Moments fléchissant :

$$M(x) = -15.44 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

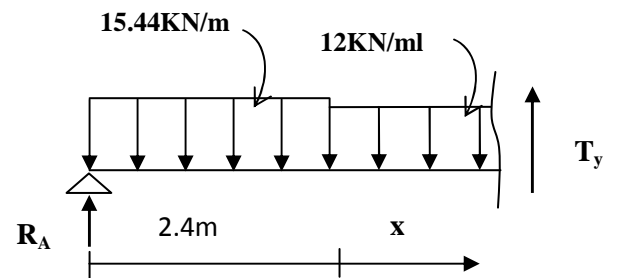
$$x = 2.40\text{m} \Rightarrow M(2.40) = 24.50\text{KN.m}$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :**  $2.4 \leq x \leq 3.85\text{m}$ 

$$T_y(x) = -R_A + 15.44 \times 2.4 + 12(x - 2.4)$$

$$x = 2.4 \Rightarrow T(2.4) = 8.27\text{KN}$$

$$x = 3.85\text{m} \Rightarrow T_y(3.85) = 26.30\text{KN}$$



## ✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow M = \text{max}$$

$$T_y = 15.44x - 28.78 = 0 \Rightarrow x = 1.86\text{m}$$

$$M(1.86) = 26.70\text{KN.m}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{UAP} = (0.3) M_{UMAX} = -0.3 (26.70) = -8.01\text{KN.m}$$

**-Moment en travée:**

$$M_{UTR} = (0.85) M_{UMAX} = 0.85 (26.70) = 22.70\text{KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

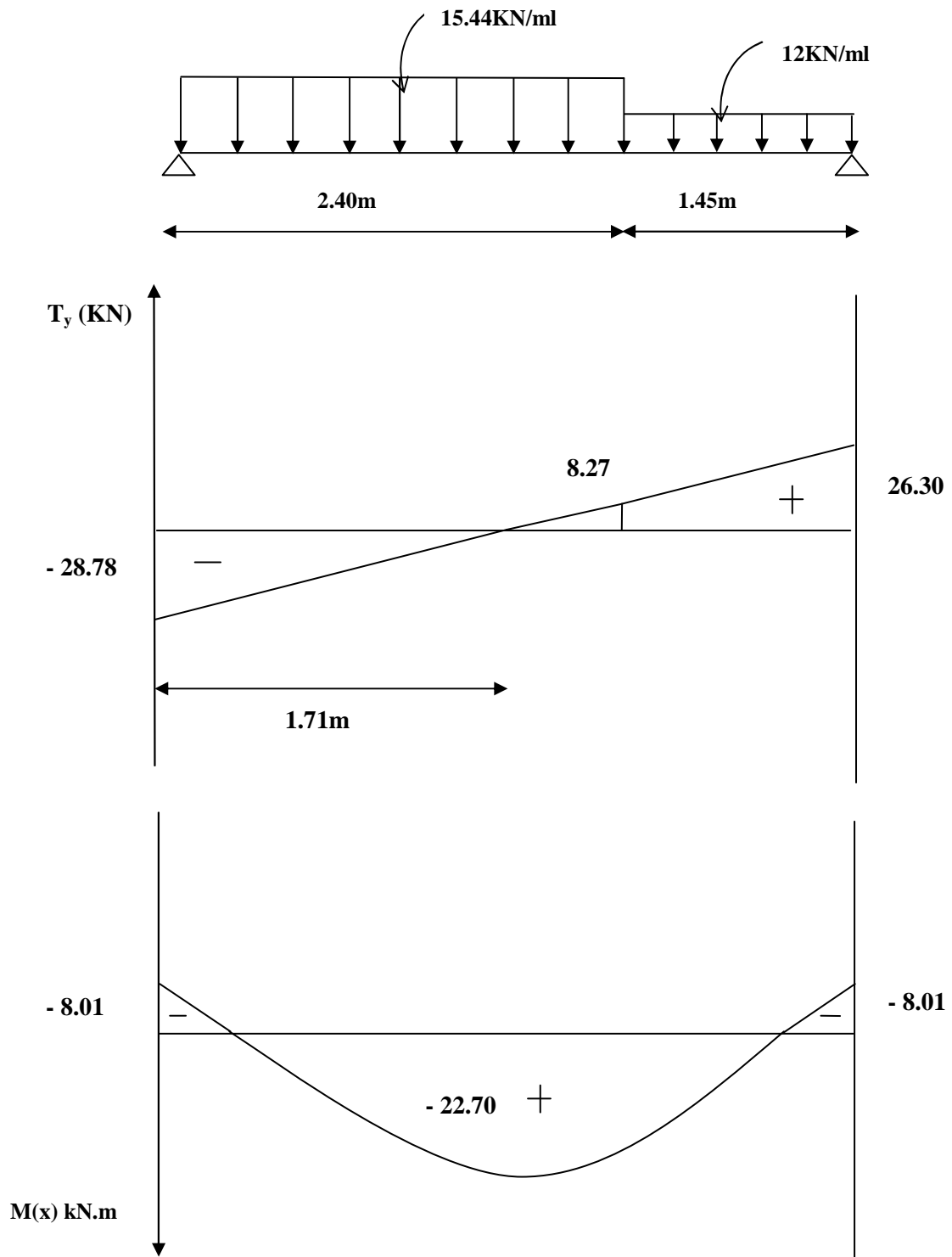


Figure IV.3.18. Diagramme des efforts internes à l'ELU

**b. Calcul des armatures**

b=100cm, h=17cm

c=2cm, d=14cm

❖ **Aux appuis** :  $M_{ap} = 8.01 \text{KN.m}$

° **Armatures principales** :

$$\mu_b = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{8.01 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.02$$

Avec:  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPA}$

$$\mu_b = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990.$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.01 \times 10^3}{0.990 \times 14 \times \frac{400}{1.15}} = 1.66 \text{cm}^2$$

$$A_{ap} = 1.66 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_{ap} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

° **Armatures de répartitions** :

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2$$

Soit:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ **En travée** :

° **Armatures principales** :  $M_t = 22.70 \text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{22.70 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$\mu_b = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.70 \times 10^3}{0.958 \times 14 \times 348} = 4.40 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

° Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Soit:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

**4-Combinaison de charges à l'ELS:**

$$q_u = G + Q$$

Volée :  $q_u^v = 8.66 + 2.5 = 11.16 \text{ KN/ml}$

Palier :  $q_u^p = 6.10 + 2.5 = 8.6 \text{ KN/ml}$

### Calcul à l'ELS

#### a. Calcul des efforts interne

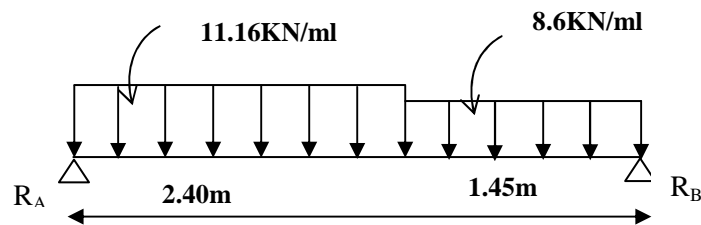


Fig IV.3.19. Schéma statique de calcul de la 1ère volée à l'ELS

#### ✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0; \quad R_A + R_B = 39.25 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0; \quad R_B = 18.71 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0; \quad R_A = 20.54 \text{ KN.}$$

#### ✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40\text{m}$

##### - Efforts tranchants :

$$\sum F = 0; \quad T_y = 11.16x - 20.54.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -20.54 \text{ KN}$$

$$x = 2.4\text{m} \Rightarrow T_y(2.4) = 6.24 \text{ KN}$$

##### - Moments fléchissant :

$$M(x) = -11.16 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

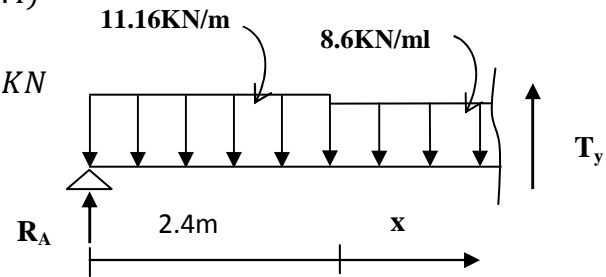
$$x = 2.40\text{m} \Rightarrow M(2.40) = 17.15 \text{ KN.m}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $2.4 \leq x \leq 3.85m$

$$T_y(x) = -R_A + 11.16 \times 2.4 + 8.6(x - 2.4)$$

$$x = 2.4 \Rightarrow T(2.4) = 6.24KN$$

$$x = 3.85m \Rightarrow T_y(3.85) = 18.71KN$$



✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M = max$$

$$T_y = 11.16x - 20.54 \Rightarrow x = 1.84m$$

$$M(1.84) = 18.90KN.m$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{UAP} = (0.3) M_{UMAX} = -0.3 (18.90) = -5.67KN.m$$

**-Moment en travée:**

$$M_{UTR} = (0.85) M_{UMAX} = 0.85 (18.90) = 16.06KN.m$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

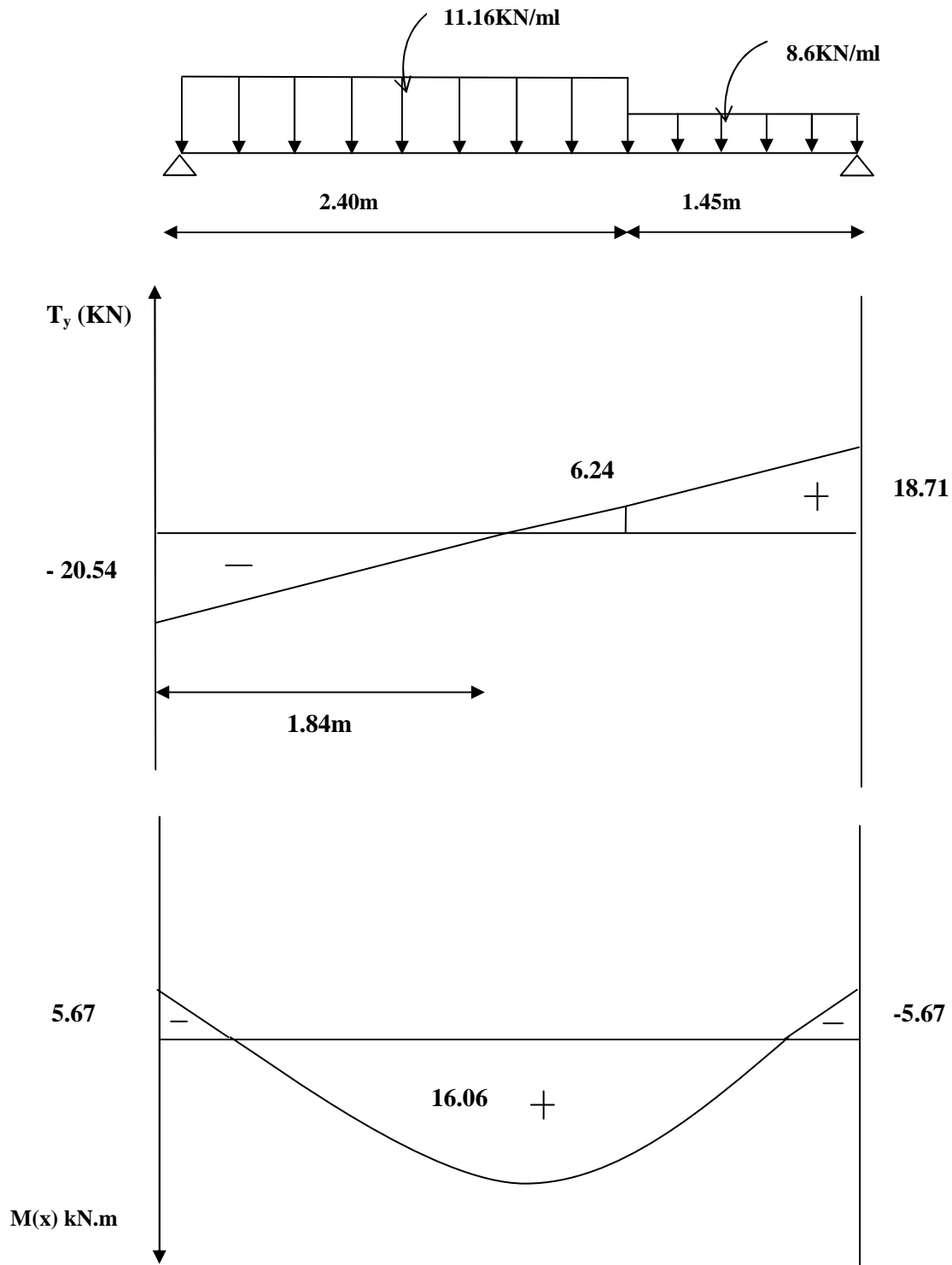


Figure IV.3.20. Diagramme des efforts internes à l'ELS

- Présentation de la 2<sup>ème</sup> volée :

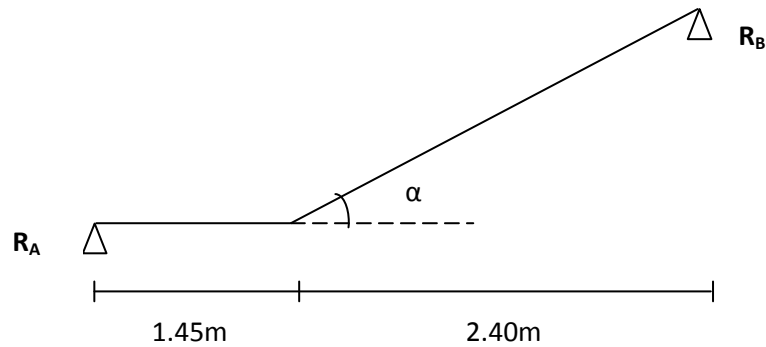


Fig IV.3.21. Schéma statique

### Dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse :  $ep = 17cm$

L'angle  $\alpha$  :  $\alpha = 28.05^\circ$

### -détermination des charges et surcharges :

#### 1-Charges permanentes:

Palier:  $G = 6.10$

Volée :  $G = 8.66$

#### 2-surcharges d'exploitations :

$Q = 2.5KN/m^2$

#### 3-Combinaison de charges à l'ELU:

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

Palier :  $q_u^p = 12KN/ml$

Volée :  $q_u^v = 15.44KN/ml$ .

### Calcul a l'ELU

#### a. Calcul des efforts interne

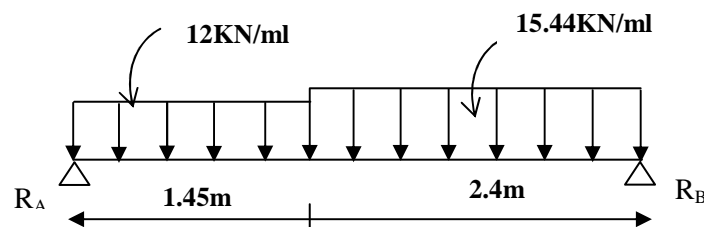


Fig.IV.3.22. Schéma statique de calcul de la volée à l'ELU

#### ✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM :

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 28.78KN.$$

$$\sum M/B = 0; \quad R_A = 25.67 \text{ KN}.$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

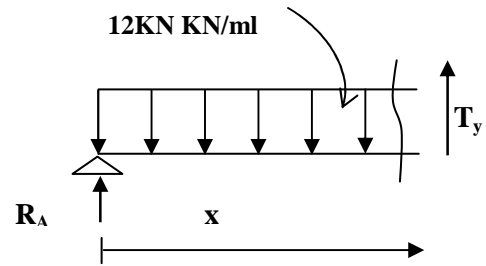
-Efforts tranchants :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

$$\sum F = 0; \quad T_y = 12x - 25.67.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -25.67\text{KN}$$

$$x = 1.45\text{m} \Rightarrow T_y(1.45) = -8.27\text{KN}$$

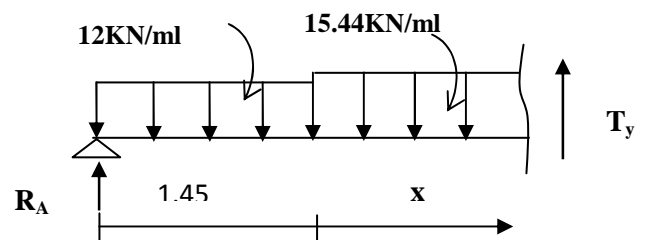


2<sup>eme</sup> tronçon :  $1.45 \leq x \leq 3.85\text{m}$

$$T_y(x) = -R_A + 12 \times 1.45 + 15.44(x - 1.45)$$

$$x = 1.45 \Rightarrow T(1.45) = -8.27\text{KN}$$

$$x = 3.85\text{m} \Rightarrow T_y(3.85) = 28.78\text{KN}$$



-Moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

$$M(x) = -12 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.45\text{m} \Rightarrow M(1.45) = 24.60\text{KN.m}$$

2<sup>eme</sup> tronçon :  $1.45 \leq x \leq 3.85\text{m}$

$$M(x) = R_A x - 12 \times 1.45 \left( x - \frac{1.45}{2} \right) - \frac{15.44}{2} (x - 1.45)^2$$

$$x = 1.45\text{m} \Rightarrow M(1.45) = 24.60\text{KN.m}$$

$$x = 3.85\text{m} \Rightarrow M(3.85) = 0\text{KN.m}$$

✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow M = \text{max}$$

$$T_y(x) = -R_A + 12 \times 1.45 + 15.44(x - 1.45) = 0 \Rightarrow x = 1.95\text{m}$$

$$M(1.95) = 26.30\text{KN.m}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{UAP} = (0.3) M_{UMAX} = -0.3 (26.30) = -7.89\text{KN.m}$$

**-Moment en travée:**

$$M_{UTR} = (0.85) M_{UMAX} = 0.85 (26.30) = 22.35\text{KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

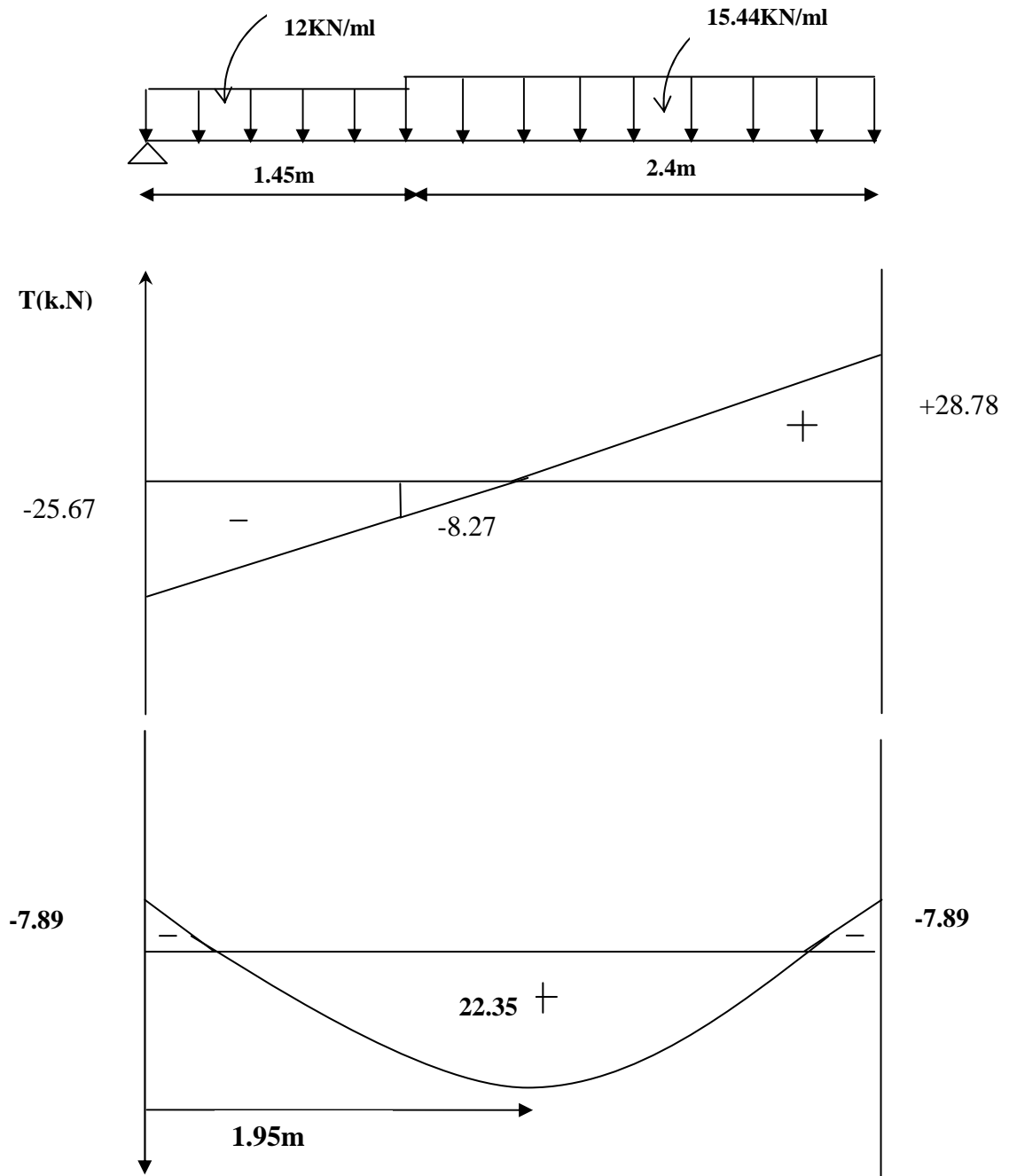


Figure IV.3.23. Diagramme des efforts internes à l'ELU

**b. Calcul des armatures**

b=100cm, h=17cm

c=2cm, d=14cm

❖ **Aux appuis** :  $M_{ap} = 7.89 \text{KN.m}$

° **Armatures principales** :

$$\mu_b = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{7.89 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.89 \times 10^3}{0.986 \times 14 \times 400 / 1.15} = 1.34 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_{ap} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

° **Armatures de répartitions** :

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2$$

Soit:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ **En travée** :

° **Armatures principales** :  $M_t = 22.35 \text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{22.35 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.080$$

$$\mu_b = 0.080 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.35 \times 10^3}{0.958 \times 14 \times 400 / 1.15} = 4.78 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

° **Armatures de répartitions** :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2$$

Soit:  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Remarque :**

La section d'armature de la 2<sup>ème</sup> volée est la même que celle de la 1<sup>ère</sup> volée.

**-Combinaison de charges à l'ELS:**

$$q_u = G + Q$$

**Palier :**  $q_s^p = 8.6 \text{ KN/ml}$

**Volée:**  $q_s^v = 11.16 \text{ KN/ml}$

**Calcul a l'ELS**

**a. Calcul des efforts interne**

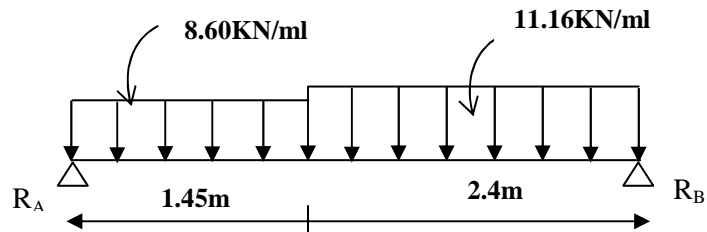


Fig.IV.3.24 Schéma statique de calcul de la volée à l'ELU

✓ Réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM :

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 20.54.$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 18.71 \text{ KN} .$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

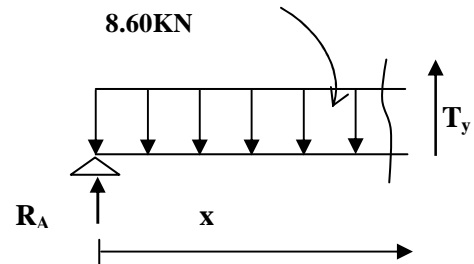
**-Efforts tranchants :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.450\text{m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 8.60x - 18.71.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -18.71 \text{ KN}$$

$$x = 1.45\text{m} \Rightarrow T_y(1.45) = -6.24 \text{ KN}$$

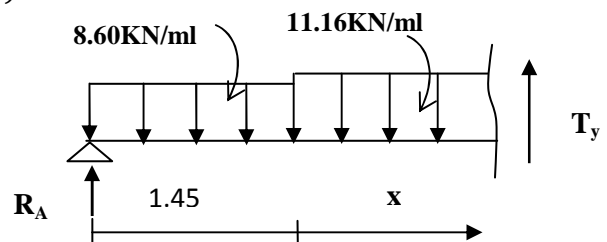


2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.45 \leq x \leq 3.85\text{m}$

$$T_y(x) = -R_A + 8.60 \times 1.45 + 11.16(x - 1.45)$$

$$x = 1.45 \Rightarrow T(1.45) = -6.24 \text{ KN}$$

$$x = 3.85\text{m} \Rightarrow T_y(3.85) = 19.76 \text{ KN}$$



**-Moments fléchissant :**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$ 

$$M(x) = -8.60 \frac{x^2}{2} + R_A(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.45\text{m} \Rightarrow M(1.45) = 18.06\text{KN.m}$$

2<sup>eme</sup> tronçon :  $1.45 \leq x \leq 3.85\text{m}$ 

$$M(x) = R_A x - 8.6 \times 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2}\right) - \frac{11.16}{2} (x - 1.45)^2$$

$$x = 1.45\text{m} \Rightarrow M(1.45) = 18.06\text{KN.m}$$

$$x = 3.85\text{m} \Rightarrow M(3.85) = 0\text{KN.m}$$

✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T_y = -18.71 + 12.47 + 11.16x - 16.18 = 0 \Rightarrow x = 2\text{m}$$

$$M(2) = 19.83\text{KN.m}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travée.

**-Moments aux appuis:**

$$M_{AP} = (0.3) M_{SMAX} = -0.3 (23.49) = -5.94\text{KN.m}$$

**-Moment en travée:**

$$M_{STR} = (0.85) M_{SMAX} = 0.85 (23.49) = 16.85\text{KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts internes :

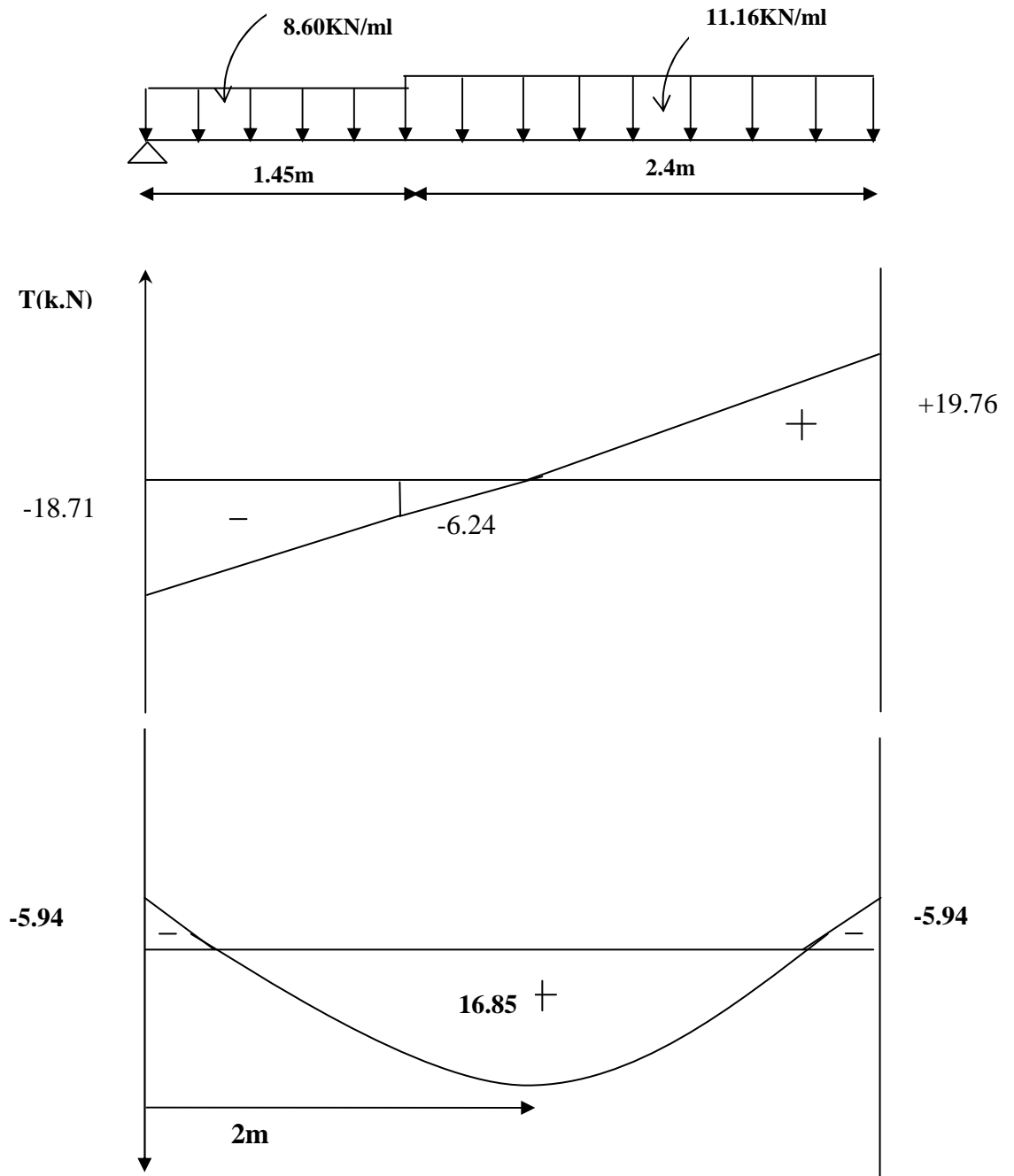


Figure IV.3.25. Diagramme des efforts internes à l'ELS

- Vérification a L'ELU :

**1)-Condition de non fragilité : (Art A 4.2, 1/BAEL 91 modifié 99)**

$$A_s > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} = 1.81 \text{cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

**2)-Répartition des barres**

°Armatures principales :

$$S_t < \min(3h ; 33) = \min(51 ; 33) = 33 \text{cm}$$

$$S_t = (20 \text{cm}, 25 \text{cm}) < 33 \text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

°Armatures de répartitions:

$$S_t < \min(4h ; 45) = \min(68 ; 45) = 45 \text{cm}$$

$$S_t = (25 \text{cm}, 25 \text{cm}) < 45 \text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

**3)-Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99)**

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

$$\bar{\tau}_u = \Psi_s \times f_{t28} ; \text{ Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour (HA)}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$V_u = 28.78 \text{KN} \text{ (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désigne la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n. \phi. \pi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.78 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 188.4} = 1.21 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.21 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

**5)- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

\* Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2\bar{V}_u}{b.a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \rightarrow \bar{V}_u \leq 0.4. b. a \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } a=0.9d=0.9 \times 14=12.6 \text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0.4. b. a \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.4 \times 1000 \times 126 \frac{25}{1.5} = 840000 \text{N} = 840 \text{KN}$$

$$V_u = 28.78 \text{KN} \leq \bar{V}_u = 840 \text{KN} \rightarrow \text{C.V}$$

**6)-Ancrage des barres aux appuis :**

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

avec:  $\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm.}$$

$$L_s = 42.32 \text{cm.}$$

- **Vérification a L'ELS :**

**1)-Contrainte de compression dans le béton:**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MP}$$

## °Aux appuis :

$$M_s = 5.94 \text{KN.m}$$

$$A_{Sap} = 3.14 \text{cm}^2$$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 14} = 0.225$$

$$\rho_1 = 0.22 \Rightarrow \beta = 0.924 \quad k_1 = 50.79$$

**-Contraintes dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.94 \times 10^3}{0.924 \times 14 \times 3.14} = 146.23 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 146.23 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 384 \text{MPa}$$

**Condition vérifié**

**-Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{146.23}{50.79} = 2.87 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.87MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

°En travée:

$$M_s = 16.85KN.m$$

$$A_{sap} = 5.65cm^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 14} = 0.40$$

$$\rho_1 = 0.40 \Rightarrow \beta = 0.902 \quad k_1 = 36.02$$

-Contraintes dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{16.85 \times 10^3}{0.902 \times 14 \times 5.65} = 236.16MPa$$

$$\sigma_{st} = 236.16MPa < \bar{\sigma}_s = 384MPa \quad \text{Condition vérifier}$$

-Contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{236.16}{36.02} = 6.55MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.55MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

## 2)-Vérification de la flèche

Selon les règles du (**BAEL/91 Art B.6.5 ,2**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad h: \text{ hauteur de la section}$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad L : \text{ portée libre}$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad A: \text{ section d'armatures}$$

Vérification :

$$* \frac{h}{L} = \frac{17}{385} = 0.038 \quad ; \quad \frac{1}{16} = 0.044 \quad ;$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16} \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$* \frac{M_{st}}{10M_{sMax}} = \frac{16.85}{10 \times 23.49} = 0.07; \quad \frac{h}{L} = 0.038$$

$$\frac{h}{L} < \frac{Mt_s}{10Mt_{sMax}} \rightarrow \text{C.V}$$

$$* \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.004; \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \text{C.V}$$

Vu que la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

#### Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \overline{f_{max}}$$

$$M_s = 16.85 \text{ KN.m}$$

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée de béton

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène (n=15)

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4$$

#### \*Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$d = h - c = 17 - 2 = 15 \text{ cm}$$

$$d' = h - d = d'' = 3 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 2.01$$

$$I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \left[ 5.65 \left( \frac{17}{2} - 3 \right)^2 + 2.01 \left( \frac{17}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 45796.19 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)\rho_1} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3)0.05} = 0.37$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.004$$

$$\sigma_{st} = 236.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.403 \times 236.16 + 2.1} = 0.009$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 45796.19 \times 10^4}{1 + 0.009 \times 5.25 \times 0.4} = 49386.1 \times 10^4$$

D'où la flèche:

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{16.85 \cdot 10^6 \times 3850^2}{10 \times 10721.4 \times 49386.1 \times 10^4} = 4.71 \text{ mm}$$

$$\overline{f}_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

$$f = 4.71 \text{ mm} < \overline{f}_{\max} = 7.7 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{c. v}$$

**VI.4. Calcul de la salle machine :**

- Notre immeuble est constitué de deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques
- La surface de passage d'ascenseur :  $S=2.15 \times 1.95 = 4.19 \text{ m}^2$
- de vitesse d'entraînement :  $V= (1 \text{ m /s}),$
- charge=  $6.3 \text{ KN}.$
- le poids total  $G= 9 \text{ tonnes}.$

**1/dimensionnement :**

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$l_x= 2.9 \text{ m}, \quad l_y=3.6\text{m}$

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.95}{2.15} = 0.90 \Rightarrow$

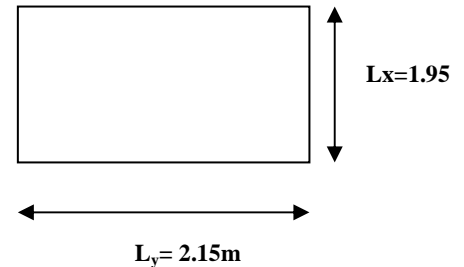
Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens

Donc :

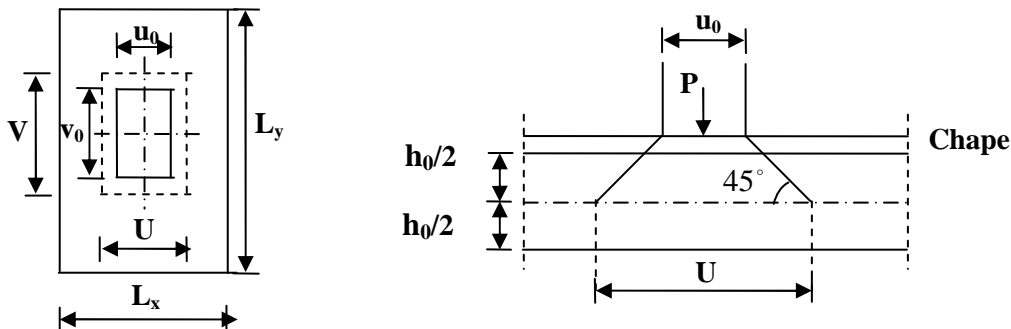
$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{215}{30} = 7.16 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de **12cm** (RPA99/version 2003)

On prend :  $h_t = 15 \text{ cm}$



La dalle repose sur 4cotés. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau :



**Fig.VI.4.Influence de la charge concentrée « p » au niveau du feuillet de la dalle de la salle machine**

On a:

$U = U_0 + k_e + h_0$

$V = V_0 + k_e + h$

Avec :

$h_0$  : épaisseur de la dalle. ( $h_0=15 \text{ cm}$ )

$k = 2$  revêtement en béton.

$e = 5$  cm épaisseur du revêtement.

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

On aura :  $U = V = 105$  cm.

➤ **Calcul des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$**

$$M_{x1} = q_u(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_u(M_2 + \nu M_1)$$

Avec:

$\nu$ : Coefficient de poisson  $\nu = 0 \Rightarrow$  béton fissuré

$\nu = 0.2 \Rightarrow$  Béton non fissuré

$M_1$  et  $M_2$  : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le rapport :  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$

$$\text{On a : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.9$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{195} = 0.53$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{215} = 0.5$$

Après interpolation on aura  $M_1 = 0.108$  et  $M_2 = 0.028$

➤ **Combinaison de charges :**

**I. A L'ELU :**

$$\nu = 0$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_u(M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times 0.108 = 13.122 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u(M_2 + \nu M_1) = 121.5 \times 0.028 = 3.4 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Avec  $\nu = 0$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Avec G le poids de la dalle.

$$q_u = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{KN/m}$$

$$q_u = 6.56 \text{KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q l_x^2 = 0.0565 \times 6.56 \times 1.95^2 = 1.409 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.595 \times 1.409 = 0.838 \text{KN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.122 + 1.409 = 14.531 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.4 + 0.838 = 3.978 \text{KN.m}$$

#### Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle en niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

#### Sens x-x et y-y:

$$M_t = 0.85 M_x \text{ et } 0.75 M_y$$

$$M_{ap} = 0.50 M_x \text{ et } 0.5 M_y$$

➤ **Ferraillage de la dalle:**

Il se fera à l'ELU pour une bande de (1m) de largeur

$$\text{Avec :} \quad b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm}$$

$$c=2\text{cm} \quad d = 15-2=13\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 f_{bu}} ; \quad A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

#### 1- Sens x-x :

$$\text{-Aux appuis :} \quad M_{ap} = 0.50 M_x = 0.5 \times 14.53 = 7.26 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{7.26 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_b = 0.030 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.985$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \text{La section est simplement armée}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.26 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{ap} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $St=25\text{cm}$

**-En travée:**  $M_t = 0.85 M_x = 0.85 \times 14.53 = 12.35 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{12.35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu = 0.052 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.973$$

$\mu < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.35 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec  $St=25\text{cm}$

## 2- Sens y-y :

**-Aux appuis :**  $M_{ap} = 0.5 M_x = 0.5 \times 3.97 = 1.98 \text{ KN.m} = 2 \text{ KN.m}$  .

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{2 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.996$$

$\mu < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{ap} = 3HA8 = 1.5 \text{ cm}^2$  avec  $St=33\text{cm}$

**-En travée:**  $M_t = 0.75 M_x = 0.75 \times 3.97 = 2.987 \text{ KN.m} = 3 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{3 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.994$$

$\mu < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3HA8 = 1.5 \text{ cm}^2$  avec  $St=33\text{cm}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

**1)-Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 /BAEL91 modifié 99))**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2} < A_s$$

Avec :

$\rho_0$  Taux d'acier minimal réglementaire dans chaque direction

Pour FeE400 (HA) → ( $\rho_0 = 0.8\%$ )

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.9)}{2} = 1.26cm^2$$

**1- Sens x-x :**

**-Aux appuis :**  $A_{ap} = 2.01cm^2 > A_{min} = 1.26cm^2 \rightarrow$  **c.v**

**-En travée :**  $A_t = 4.52cm^2 > A_{min} = 1.26cm^2 \rightarrow$  **c.v**

**2- Sens y-y :**

**-Aux appuis :**  $A_{ap} = 2.01cm^2 > A_{min} = 1.26cm^2 \rightarrow$  **c.v**

**-En travée :**  $A_t = 3HA8 = 1.5cm^2 > A_{min} = 1.26cm^2 \rightarrow$  **c.v**

**2)- Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq h/10 = 150/10 = 15mm$$

$$\phi_{max} = 10mm < 15cm \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**3)- Ecartement des barres : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99)**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures  $A_x$  parallèles à  $l_x$  :**

$$s_t < \min(2h; 22cm) \rightarrow \text{La condition pour une charge concentrée.}$$

$$\min(2 \times 15cm; 22cm) = \min(30cm; 22cm) = 22cm$$

En travée et aux appuis :

$$St = 20cm < 22cm \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

• **Armatures  $A_y$  parallèles à  $l_y$  :**

$$s_t < \min(3h; 33cm) \quad \text{La condition pour une charge concentrée.}$$

$$\min(3 \times 15cm; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = 33cm$$

En travée et aux appuis :

$$St = 20cm < 22cm \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**4)-Vérification du poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99)**

$$Q_u \leq \frac{0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

h : épaisseur total de la dalle.

$Q_u$ : La charge de calcul à l'ELU

$$U_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420\text{cm} = 4.20\text{m}$$

$$Q_u = 121.5\text{KN} < \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**II. L'ELS:**

$$M_1 = 0.108 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.028$$

$$Q_s = p = 90\text{KN} \quad v = 0.2$$

$$M_{x1} = q_s(M_1 + vM_2) = 90(0.108 + 0.2 \times 0.028) = 10.22 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u(M_2 + vM_1) = 90(0.028 + 0.2 \times 0.108) = 4.46\text{KN.m}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

$$M_{x2} = \mu_x \times ql_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\text{Avec} \quad v = 0.2$$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q$$

Avec G le poids de la dalle.

$$q_s = (25 \times 0.15) + 1 = 4.75\text{KN/m}$$

$$q_s = 4.75\text{KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times ql_x^2 = 0.0632 \times 4.75 \times 1.95^2 = 1.14\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.710 \times 1.14 = 0.810\text{KN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.22 + 1.14 = 11.36\text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.46 + 0.810 = 5.27 \text{KN.m}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle en niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

**Sens x-x et y-y:**

$$M_t = 0.85 M_x \text{ et } 0.75 M_y$$

$$M_{ap} = 0.50 M_x \text{ et } 0.5 M_y.$$

**Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que :

$$* \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$* \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MP}$$

**-Sens x-x :**

°/Aux appuis :  $M_{ap} = 0.50 M_x = 0.5 \times 11.36 = 5.68 \text{KN.m}$

$$M_{sap} = 3.40 \text{KN.m}; \quad A_{sap} = 2.51 \text{cm}^2$$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.68}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.899 \quad k_1 = 34.50$$

**-Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.68 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 2.51} = 193.62 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 193.62 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

**Condition vérifié**

**-Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{111.92}{55.42} = 2.01 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.01 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

°/En travée:  $M_t = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.36 = 9.65 \text{ KN.m}$

$$M_{st} = 9.65 \text{KN.m}$$

$$A_{st} = 3.92 \text{cm}^2$$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.30$$

$$\rho_1 = 0.30 \Rightarrow \beta = 0.913 \quad k = 42.47$$

**-Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{9.65 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 3.92} = 208.55 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{A_{st}}{K_1} = \frac{208.55}{42.47} = 4.91 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.91 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**-Sens y-y :**

°/Aux appuis :  $M_{ap} = 0.5 M_x = 0.5 \times 5.27 = 2.63 \text{ KN}$

$$M_{sap} = 2.63 \text{KN.m}$$

$$A_{sap} = 1.5 \text{cm}^2$$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1.5}{100 \times 13} = 0.118$$

$$\rho_1 = 0.118 \Rightarrow \beta = 0.943 \quad k = 72.72$$

**-Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{2.63 \times 10^3}{0.943 \times 13 \times 1.5} = 143.02 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 143.02 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

**Condition vérifié**

**-Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{A_{st}}{K_1} = \frac{143.02}{72.72} = 1.96MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.96MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

°/En travée:  $M_t = 0.75 M_x = 0.75 \times 5.27 = 3.95KN.m$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1.5}{100 \times 13} = 0.118$$

$$\rho_1 = 0.118 \Rightarrow \beta = 0.943 \quad k = 72.72$$

**-Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{3.95 \times 10^3}{0.943 \times 13 \times 1.5} = 214.80MPa$$

$$\sigma_{st} = 286.96MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

**-Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{214.80}{72.72} = 2.95MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.95MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**Vérification de la flèche**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se disposer de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_u}{20M_s} ; \frac{A_x}{d \cdot b} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

$M_u$  : Moment en travée dans le sens x-x

$M_x$  : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

$A_x$  : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

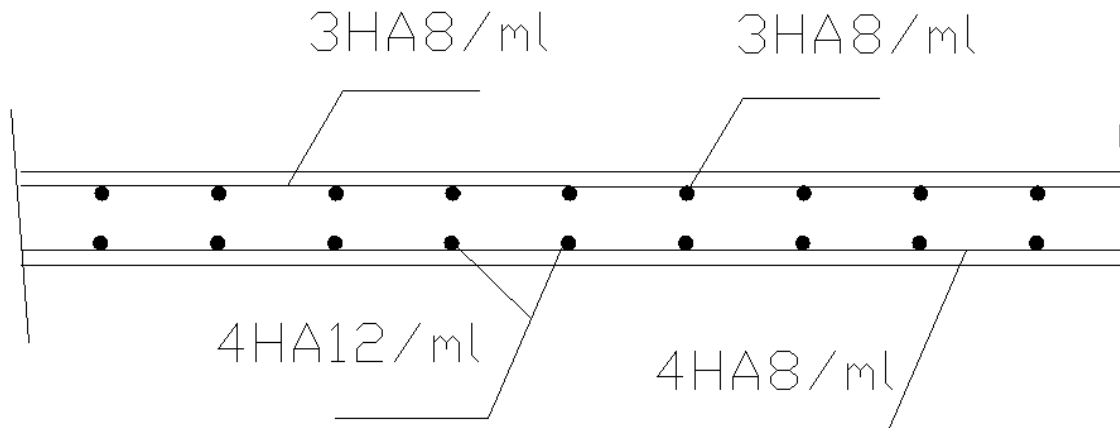
$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{195} = 0.07 \quad \text{et} \quad \frac{M_u}{20M_s} = \frac{4.36}{20 \times 9.65} = 0.02$$

$$\frac{h}{l_x} = 0.07 \geq \frac{M_u}{20M_s} = 0.02 \rightarrow CV$$

$$\frac{A_x}{d.b} = \frac{4.36}{13 \times 100} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**\*Schéma de ferrailage de la salle machine :**

❖ Selon le sens (x-x) :



- FERRAILAGE DE LA SALLE MACHINE-

## 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 noeuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de noeuds.

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 noeud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des noeuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite 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 : noeuds

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 9.60  
 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS

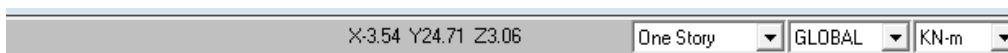
**V-5 : Etapes de modélisation :**

**V-5.1 : Première étape**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

**a) Choix des unités :**

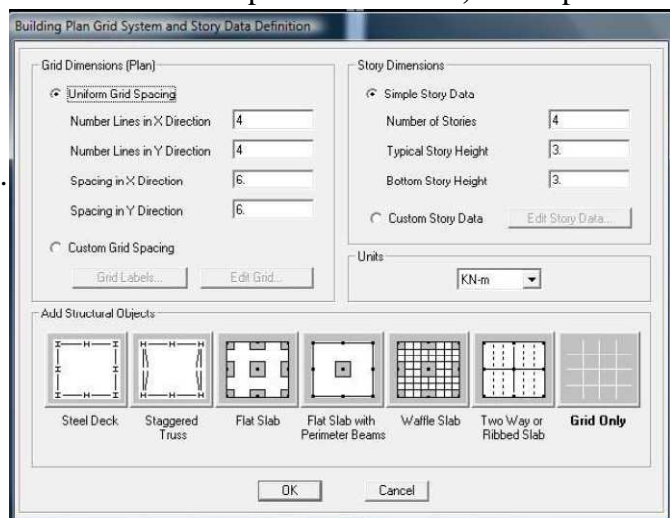
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

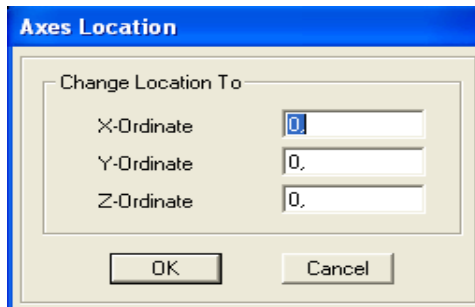
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



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) Modélisation de la géométrie de base :**

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplace et le metre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View - Change axes location**) une boite de dialogue sera apparaitre, dans cette dernière en peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille: on double cliquant sur n'importe quelle grille: on aura une boîte de dialogue :

- Cocher la case **spacing** et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.
- Enfin on valide avec OK

### V-5.2 : Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

#### 1) Choix des sections :

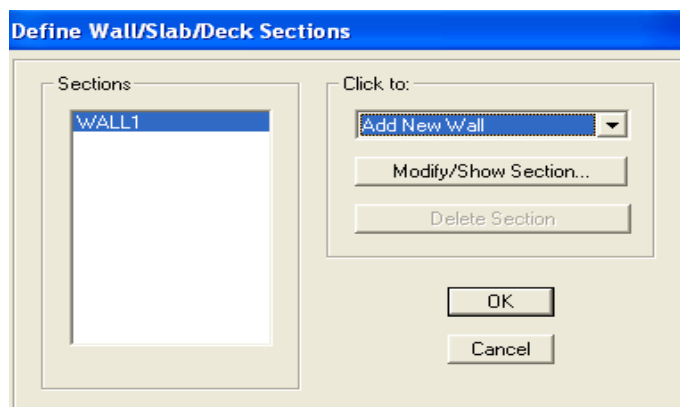
Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée .Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas « standard », il faut d'abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres, voiles....Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants. Pour notre cas on a des voiles et dalles pleine.

#### 2) Définition des sections :

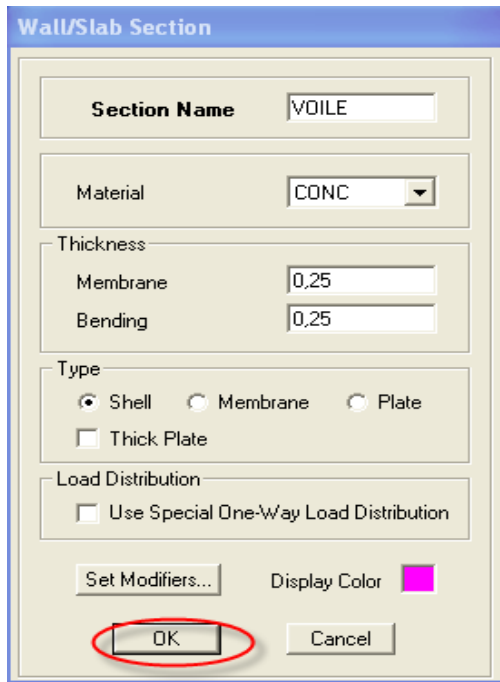
##### Pour définir les voiles

Dans le menu déroulant choisir :



Define puis **wall/slab/deck section** on aura:



La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

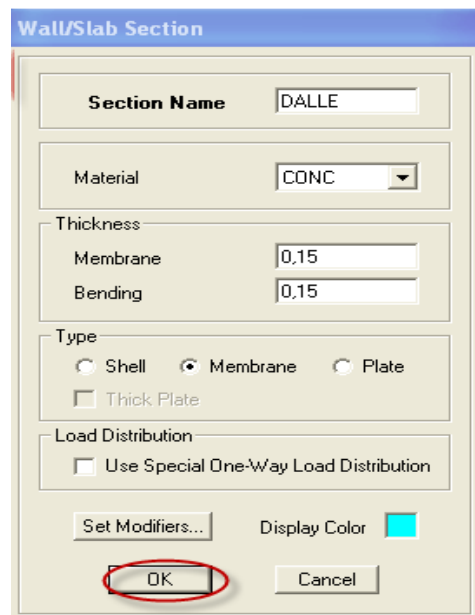


Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit .

**Pour définir les dalles pleines**


Definir puis wall/slab/deck section → Add New Slab



**3) 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

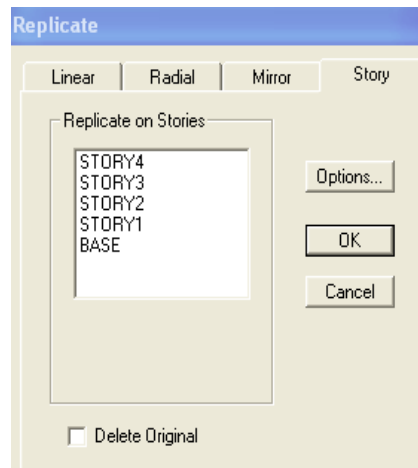
l'outil de sélection rapide  dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

- Dans la barre d'outils on clique sur **Define** puis **wall/slab/deck**  
 On choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

*NB* : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.

*Remarque* :

Si les éléments de la structure sont les même pour tous les étages on peut créer pour un seul on sélectionne tout **Edit Replicate**, pour **x** et **y** c'est zéro et pour **z** c'est la hauteur d'étage.




### V-5.3: troisième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

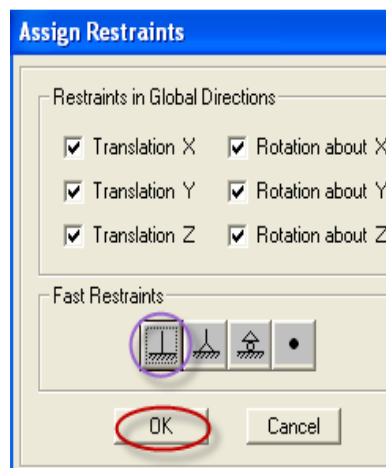
#### a. Appuis : (Restraints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y .en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

- On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign** → **joint/point**, puis

**Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)



- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque.
- Pour les autres nœuds :
  - Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)( décoché)
  - Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
  - Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
  - Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)

### b. Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- Pour créer ces masses on passe par **Define mass source** une fenêtre sera apparaitre
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

Load	Multiplier
LIVE	1
DEAD	1

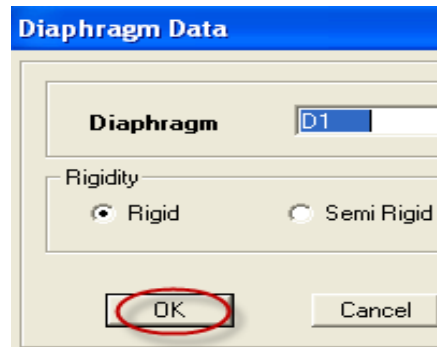
Exemple  $\beta=0,2$  pour étage courant.

### c. Diaphragmes:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela : Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

#### Assign/point-rigid diaphragm

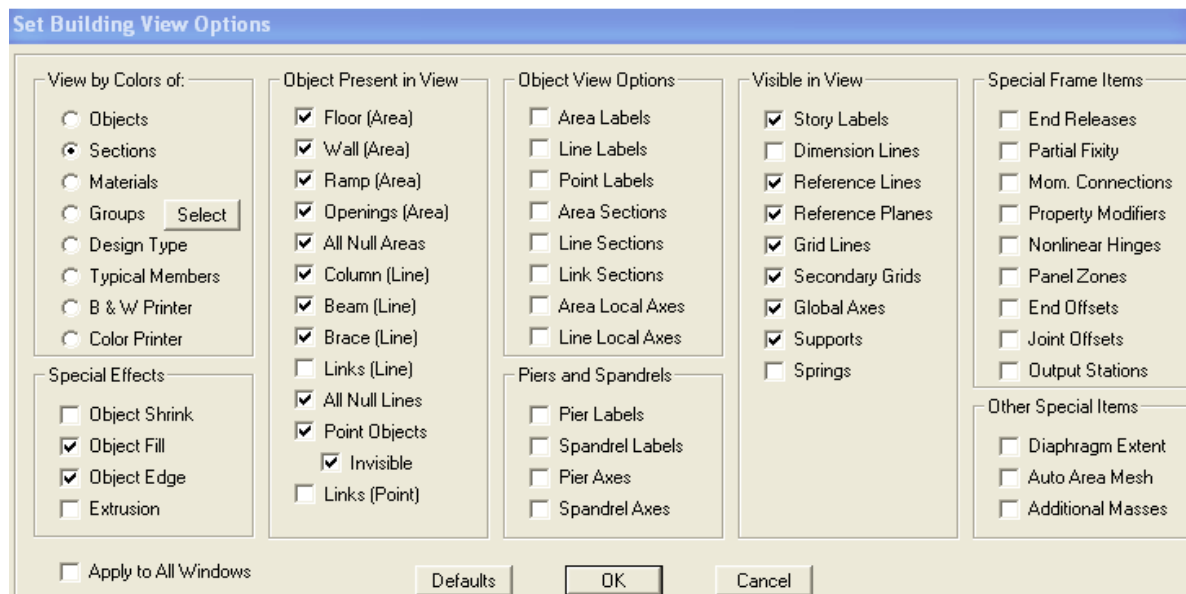
On choisit **Add New Diaphragm** → On va l'appeler **D1** puis **OK**



- On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va l'appeler D2 et ainsi de suite pour tous les planchers.

**REMARQUE**

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds ('labels)
- Restreints : d.d.l
- Constraints : Diaphragme..... etc
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément.

**V-5.4:quatrième étape :**

L a quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

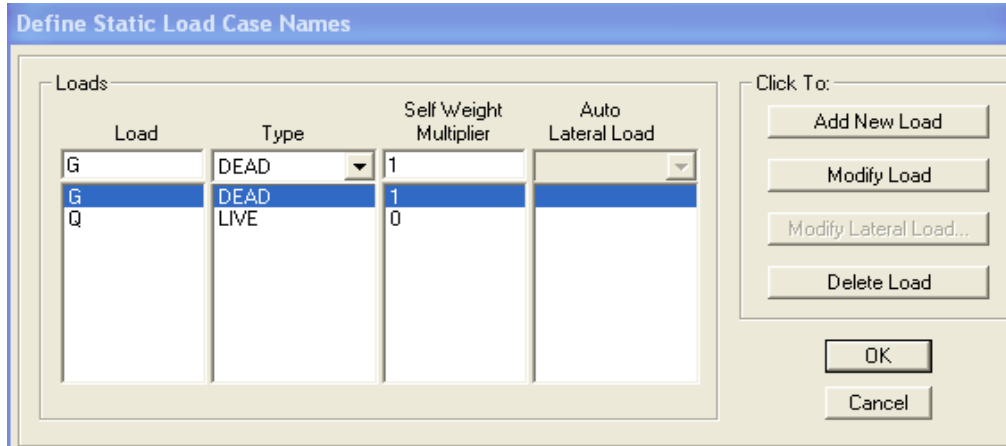
**4.1 Charge Statiques :**

*i. Définition des charges Statiques :G et Q*

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load Cases** 

Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom(Loads) **DEAD** comme type et 1 comme multiplicateur interne (Self weigth multiplier) et cliquer **Add new load**.

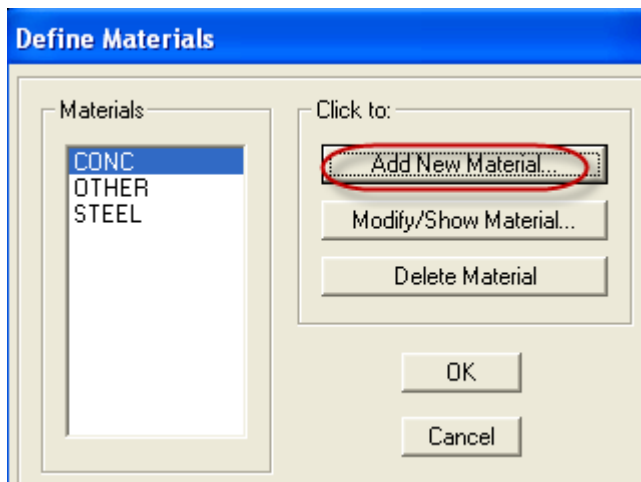
-Pour la surcharge :Q comme nom , Live comme type et 0 comme coefficient interne →(**Add new load**) →ok



**Définition des matériaux :**

Define – Materials

-Pour l'ajout d'un nouveau matériau : Cliquer sur **Add new Materia**



-Pour modifier les caractéristiques du béton : sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ShoMateria**.

**Material Property Data**

Material Name: CONC

Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

Display Color: Color [Cyan]

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	2500.
Weight per unit Volume	25000.
Modulus of Elasticity	3,216E+10
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	1,340E+10


Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c	27579031,6
Bending Reinf. Yield Stress, fy	4,137E+08
Shear Reinf. Yield Stress, fys	4,137E+08

Lightweight Concrete  
Shear Strength Reduc. Factor: [ ]

OK Cancel

**ii. chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge (G ou Q)
- Son type (force ou moment)
- Sa direction (gravitaire).
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie

**Uniform Surface Loads**

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load: Load: [6] Direction: Gravity

Options:  Add to Existing Loads  Replace Existing Loads  Delete Existing Loads

OK Cancel

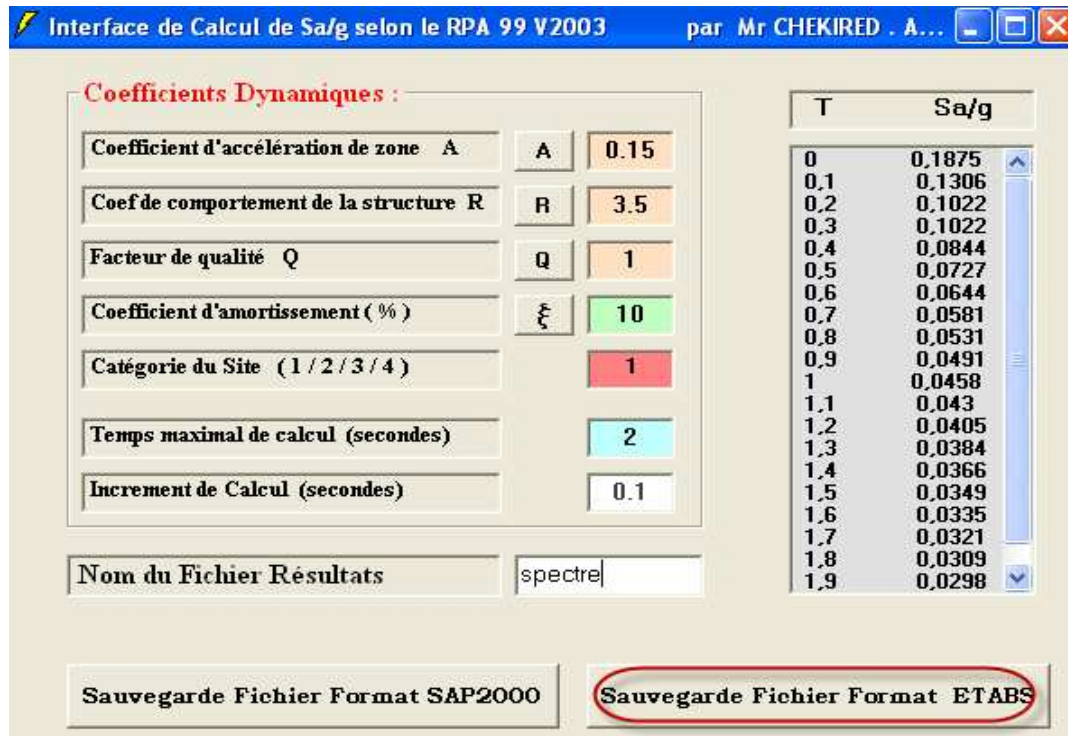
**4.2 Charge Sismique :**

**i. Spectre de réponse :**

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

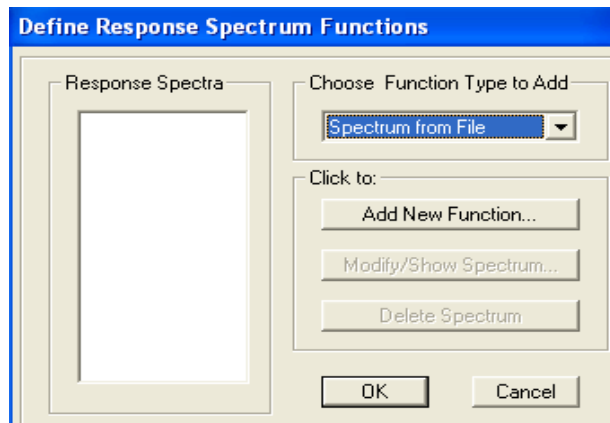


Pour définir le spectre de repense cliquer sur  la fenêtre suivante va apparaître :



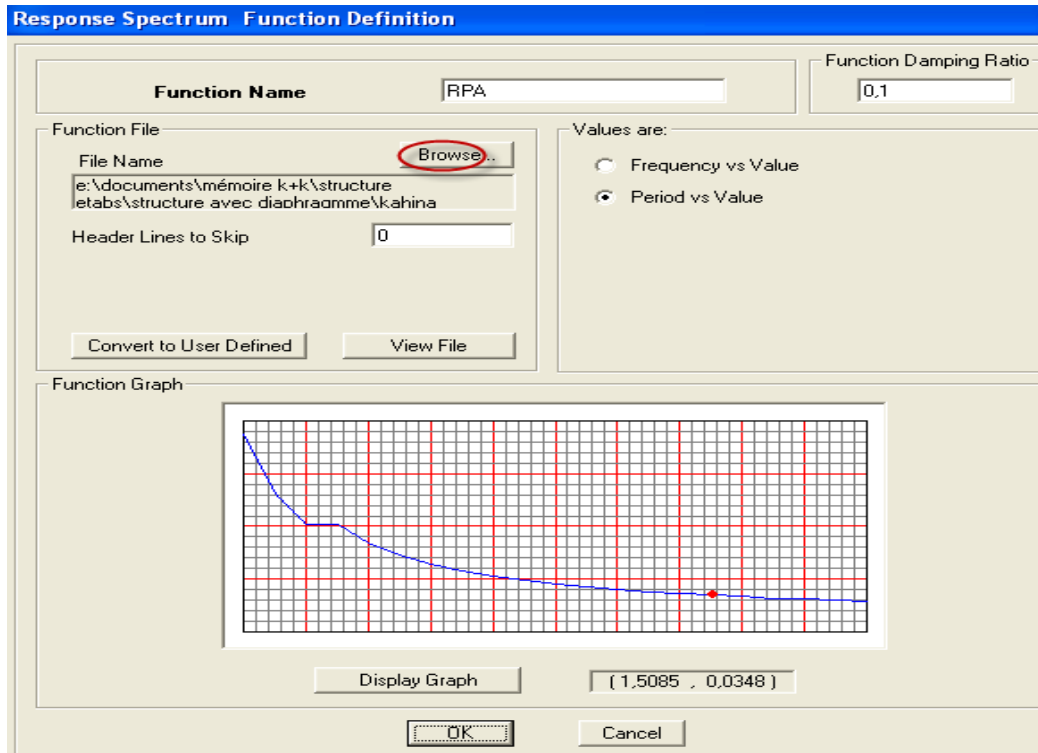
Define  Response Spectrum Functions 

Cliquer sur **Add spectrum from file**



Cliquer sur **Add new spectrum from file**

Cliquer sur **brwnse** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a enregistré sous le nom spectre.



**ii. Chargement :**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define →  Reponses spectrum cases → Add New Spectrum

### V-5.5: cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

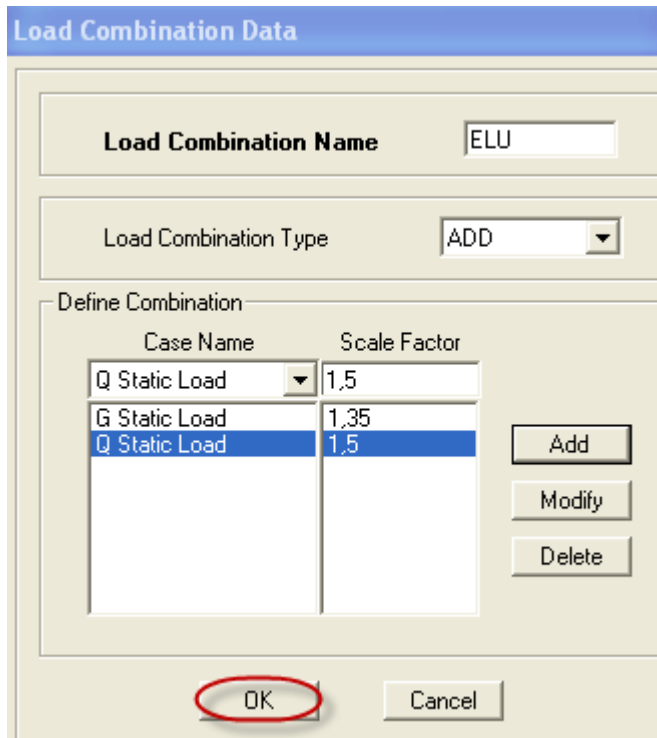
**Define** → **Load combinations**



**Add new Comb.**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliquer sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

- Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**



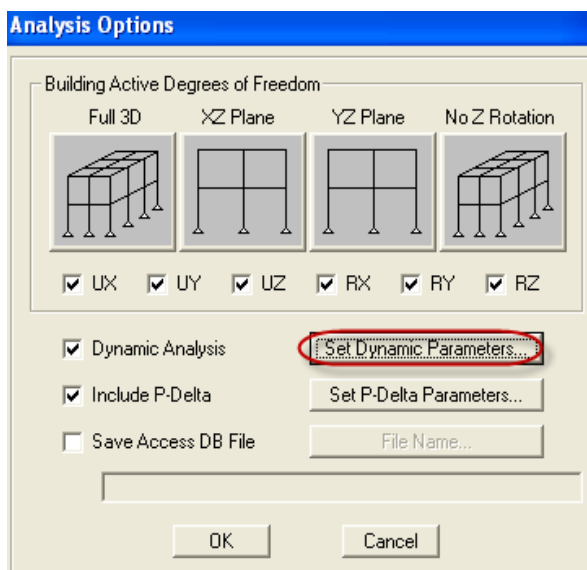
Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.  
 Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

**V-5.6: sixième étape :**

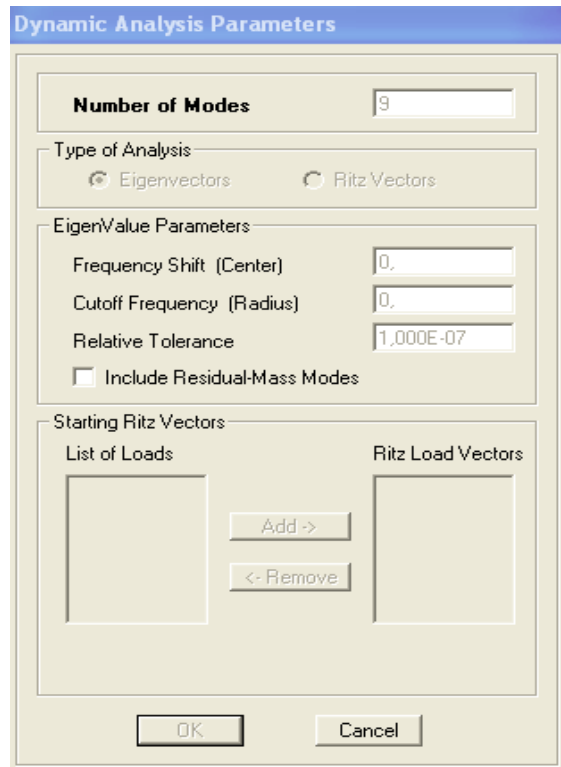
La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier données et d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

**Modes de vibration :**


**Analyze** → **Set analyze Options**



**Cliquer sur Set Dynamic Parameter :**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou c'est écrit **Number of Modes** et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option Execution** :

**Analyze** → **Run (f5)** on clique sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File** → **Save as**.

#### V-5.7:septième étape :

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

##### i. Résultat sur fichier :


S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème, les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans un fichier **out**, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que Word pad ou bloc note de Windows, pour le faire :

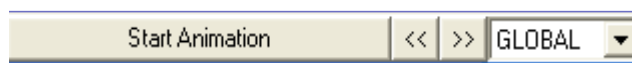
- Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse.
- Chercher le fichier Out avec recherche de Windows.

##### ii. visualisation des résultats à l'écran :


L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

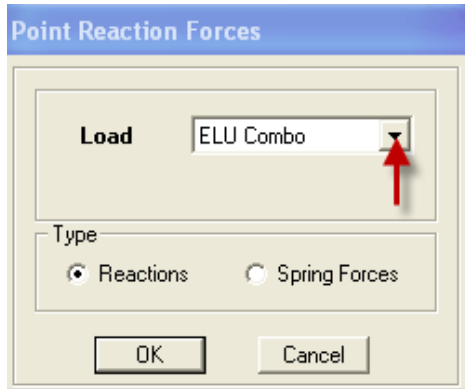
##### ➤ Déplacements :

Avec le menu **Display**, il est possible de choisir  **Show Deformed Shape**, pour visualiser les déplacements. Il faut spécifier le cas de chargement G dans cet exemple .IL est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** :



➤ Réactions :


Le menu **Display** permet d'afficher les réactions avec **Show Memembr Forces**  / **support/spring réaction**, on aura la boîte de dialogue suivante :

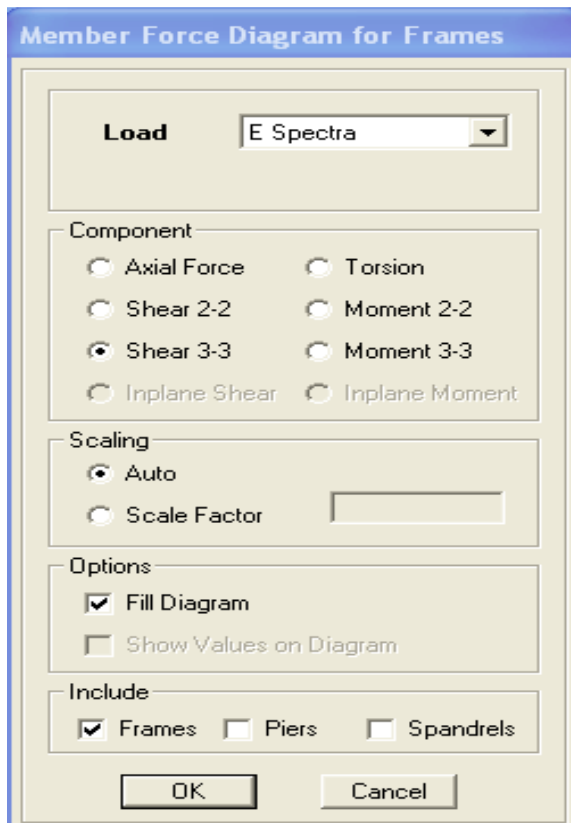


- Sélectionner le cas de chargement
- Cocher Réactions
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

➤ Les efforts internes :

Pour afficher les efforts internes :

**Display** ———> **Show Member Forces**  ———> **Frame/pier/spandrel forces**  
On aura la fenêtre suivante :



- Sélectionner le cas de chargement.
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux.
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants.
- L'option **Shear 3-3** permet d'afficher l'effort tranchant hors plan.
- L'option **Moment 3-3** permet d'afficher le diagramme de moments fléchissons.
- L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes.
- L'option **Seal factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.

Por voir les valeurs dans les diagrammes on décocher **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**.

**Remarque :**

- Touts les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphies** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'a cliquer dessus) .
- Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions
- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension
- On peut même ferrailer avec **ETABS**, mais suivant les règlements Américains, Anglais, Australiens ou l'**eurocode** et non pas suivant BAEL.

**Introduction :**

Avant de passer au ferrailage des éléments, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages sont acceptables et que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet **P-Δ**) sont négligeables.

**VI.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (art 4.2.4 RPA 99/version 2003)**

1. a/ La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Donc la valeur trouvée dans ETABS :

$$T_{\text{Etabs}} = 0.41\text{s.}$$

1. b/ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}.$$

•  $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

•  $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T = 0.05$$

$$h_N = 42.54\text{m}$$

$$T = 0.05 \times 42.54^{3/4} = 0.83\text{s.}$$

D'après le RPA on doit vérifier la condition suivante :

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30%**.

$$1.3 \times 0.41 = 0.53\text{s} < T_{\text{Etabs}} = 0.83\text{s} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

- ❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

\***A** : coefficient d'accélération de zone (tableau **4.1 RPA99/version 2003**).

Groupe d'usage 2 (habitation).

Zone sismique IIa

$$A=0,15$$

\***R** : facteur de comportement (tableau 4.3).

La valeur de R est donnée en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas le système de contreventement est en voiles porteurs.

$$R=3,5$$

**\*D** : facteur d'amplification dynamique (formule 4.2).

D dépend de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$T = 0.83s$$

Site de consistance moyenne (S3)  $\Rightarrow T_2 = 0,50$  s

$$T_2 < T < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

$\zeta$ : Pourcentage d'amortissement critique.

Voiles en béton armé  $\zeta = 10$  %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 \geq 0,7$$

$$D = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,50}{0,78}\right)^{2/3} = 1,41$$

$$D = 1,41$$

**\*Q** : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

$P_q$ : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau (4-4 RPA99).

Critère q	Sens x-x		Sens y-y	
	observation	$P_q$	observation	$P_q$
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Condition qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. control de l'exécution des travaux	Oui	0	Oui	0

-Dans les deux sens :

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 = 1,15$$

$W_T$  : poids total de la structure.

$$W_t = 88274.00KN$$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.15}{3.5} 88274 = 6134.41KN$$

$$V_x = V_y = 6134.41KN.$$

$$V_{x\ dyn} = 8439.19KN > 80\%V_x = 4907.53KN \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{y\ dyn} = 8871.85KN > 80\%V_x = 4907.53KN \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

**VI.3. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (art 5.9 RPA99/version 2003)**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau **k**.

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k »

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

Dans les deux sens (X-X) et (Y-Y) :

Niv	P (kN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_K$ (m)	$V_K \times H_K$	$\theta_K \times 10^{-2}$	$\Delta_K$ (m)	$V_K \times H_K$	$\theta_K 10^{-2}$
1	11459	0.0002	33756.76	<b>0.006</b>	0.0002	35487.40	<b>0.006</b>
2	10436	0.0004	27845.39	<b>0.01</b>	0.0004	29302.08	<b>0.014</b>
3	9984	0.0008	23069.46	<b>0.034</b>	0.0007	24306.94	<b>0.028</b>
4	9984	0.0011	22065.20	<b>0.049</b>	0.0010	23275.12	<b>0.042</b>
5	9984	0.0015	20919.39	<b>0.071</b>	0.0014	22082.4	<b>0.063</b>
6	9984	0.0020	19659.38	<b>0.10</b>	0.0018	20757.36	<b>0.06</b>
7	9984	0.0024	18240.36	<b>0.13</b>	0.0022	19258.09	<b>0.06</b>
8	9984	0.0029	16627.39	<b>0.17</b>	0.0026	17549.91	<b>0.14</b>
9	9984	0.0033	14829.75	<b>0.22</b>	0.0030	15638.22	<b>0.19</b>
10	9984	0.0037	12837.28	<b>0.28</b>	0.0034	13509.33	<b>0.25</b>
11	9984	0.0041	10532.2	<b>0.38</b>	0.0038	11047.21	<b>0.34</b>
12	9984	0.0045	7694.84	<b>0.58</b>	0.0041	8039.40	<b>0.50</b>
13	8478	0.0049	4118.80	<b>1.00</b>	0.0045	4287.25	<b>0.88</b>

**Tableau VI.3 : justification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ )**

Les effets de second ordre peuvent être négligés.

**Conclusion :**

*Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.*

### VII.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Le ferrailage des voiles sera déterminé en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend huit (8) voiles différents.

#### ⚡ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91
  - $1.35G + 1.5Q$  ELU
  - $G + Q$  ELS
- Selon le RPA version 2003
  - $0.8G + E$
  - $G+Q + E$

Pour le ferrailage, on définit 4 zones :

- Zone I : Sous sol, RDC, 1<sup>er</sup> étage ;
- Zone II : 2<sup>ème</sup> étage, 3<sup>ème</sup> étage, 4<sup>ème</sup> étage ;
- Zone III : 5<sup>ème</sup> étage, 6<sup>ème</sup> étage, 7<sup>ème</sup> étage ;
- Zone IV : du 8<sup>ème</sup> étage au 11<sup>ème</sup> étage.

### VII.2. Ferrailage des trumeaux :

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé.

On devrait disposer les ferrailages suivants :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

#### VII.2.1. Etapes de calcul d'une section en flexion composée :

##### A. Calcul des armatures:

- calcul de centre de pression :

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

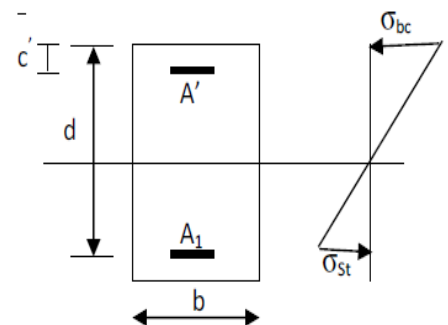
Deux cas peuvent se présenter :

##### 1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée :

-si le centre de pression C se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que l'effort normal soit un effort de traction ou un effort de compression) ;

-si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante vérifiée :

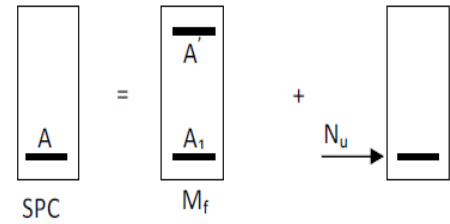


$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c)bh^2 f_{bc}$$

$M_f$ : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$



Si  $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_l = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est  $A_s = A_l - \frac{N_u}{S}$  si l'effort est négatif.

Si  $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec:  $M_r$  Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$ ,  $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

## 2. Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c')bh^2 f_{bc}$$

On peut avoir deux cas :

### ❖ 1<sup>er</sup> cas :

$$\text{Si } (0,337h - 0,81c')bh^2 f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < (0,5h - c')bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures seront telles que :

$$A'_s = \frac{N - (100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc})}{100 \cdot \sigma_s}, \quad A_s = 0$$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u \cdot (d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}}{0,8571h - c'}$$

### ❖ 2<sup>eme</sup> cas :

$$\text{Si } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq (0,5h - c')bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures seront donc telles que:

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s}, \quad A_s = \frac{N - (b \cdot h \cdot f_{bc})}{\sigma_s} - A'_s$$

**Remarque :**

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} = 0$$

⇔ Compression pure, le calcul sera donc fait à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera calculée avec la formule suivante :

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$B$  : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

**3. Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal  $N$  est un effort de traction et si le centre de pression  $C$  se trouve entre les armatures.

**VII.2.2. Méthode de calcul :**

Les contraintes sont déterminées comme suit :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

$B$  : section du béton ;

$I$  : moment d'inertie du trumeau ;

$V$  et  $V'$  : bras de levier avec :

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$$

$M$  et  $N$  leurs valeurs seront tirées du logiciel Etabs.

Le trumeau est considéré comme étant une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

**A. Excentricité :**

$$e = \frac{M}{N}$$

**B. Hauteur utile «  $d$  » et longueurs de la zone comprimée «  $l_c$  » et la zone tendue «  $l_t$  » :**

La hauteur utile est la distance entre la fibre comprimée la plus éloignée et l'axe de symétrie des armatures tendues.

La longueur de la zone comprimée est calculée avec la formule suivante :

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$l_t = L - l_c$$

**C. Ferrailage des trumeaux :****1. Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow$  section est simplement armée (SSA).

Si  $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow$  section est simplement armée (SDA).

$$A_v = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$A_v$  : Section d'armatures tendues du voile.

**Remarque :**

Le reste des armatures verticales occupent la zone courante du trumeau sera déterminée par les conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

**2. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \phi$ .

–D'après le BAEL:  $A_H = \frac{A_v}{4}$  ;

–D'après le RPA :  $A_H \geq 0,15\% \cdot B$ .

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

**3. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

**4. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ tel que } V = 1,4 \cdot L \cdot T$$

$T$ : Effort tranchant calculé 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.

**5. Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

**6. Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5e \text{ et } S \leq 30 \text{ cm}$$

$e$  : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 (10%) de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

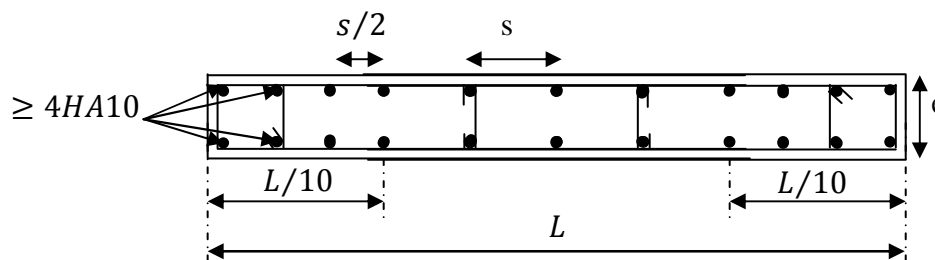
### 7. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement 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.

### 8. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 (10%) de l'épaisseur du voile.



*Disposition des armatures verticales dans les voiles  
(RPA99 version 2003 art.7.7.4.1 fig.7.13)*

### VII.3. Vérification :

#### VII.3.1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$N_s$  : Effort normal appliqué ;

$B$  : Section du béton ;

$A$  : Section d'armatures adoptée.

#### VII.3.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 version 2003 art.7.7.2:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \text{ avec } V = 1,4 V_{u,calcul}$$

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile ;

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9h$ ) ;

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL 91 modifié 99 :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u: \text{Contrainte de cisaillement } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}, \text{ fissuration préjudiciable.}$$

#### VII.4. Exemple de calcul :

Pour illustrer le calcul d'un trumeau, on choisit celui à la base du voile 3.

$$L=6,16 \text{ m ;}$$

$$e=0,25 \text{ m (épaisseur du voile);}$$

$$B=1,54 \text{ m}^2;$$

$$I= 4,87 \text{ m}^4;$$

$$M= 3414,11 \text{ KN.m ;}$$

$$N= 2942,96 \text{ KN ;}$$

$$T= 549,33 \text{ KN ;}$$

$$d= L-c = 6,16 - 0,03 = 6,13 \text{ m.}$$

##### VII.4.1. Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3414,11}{2942,96} = 1,16 \text{ m et } \frac{h}{2} - c = \frac{6,16}{2} - 0,03 = 3,05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve entre les armatures et N est un effort de compression, il faut vérifier si la section est partiellement comprimée.

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c')bh^2 f_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 3414,11 + 2942,96 \times (3,08 - 0,03) = 12390,14 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$(1) \Leftrightarrow 2942,96 \times (6,13 - 0,03) - 12390,14 = 5561,92 \text{ KN.m}$$

$$< (0,337 \times 6,16 - 0,81 \times 0,03) \times 0,25 \times 6,16^2 \times 14,17 \times 10^3 = 275783,45 \text{ KN.m}$$

$\Leftrightarrow$  SPC.

##### VII.4.2. Diagramme des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{2942,96}{1,54} + \frac{3414,11 \times 3,08}{4,87} = 4070,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} = \frac{2942,96}{1,54} - \frac{3414,11 \times 3,08}{4,87} = -248,22 \text{ KN/m}^2$$

##### VII.4.3. Calcul de $l_t$ :

Utilisation des triangles semblables :

$$l_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{4070,24}{4070,24 + 248,22} \times 6,16 = 5,80 \text{ m}$$

##### VII.4.4. Calcul de la longueur utile « d » :

- Longueur de la zone d'extrémité (RPA99 version 2003 art.7.7.4.1):

$$\frac{L}{10} = \frac{6,16}{10} = 0,616 \text{ m} = 61,6 \text{ cm}$$

- Espacement (RPA99 version 2003 art.7.7.4.3):

- En zone courante :

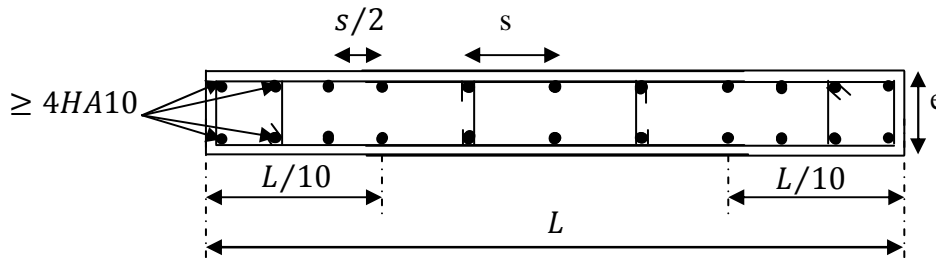
$$s \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\} \Leftrightarrow s \leq \min\{37,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Leftrightarrow s \leq 30 \text{ cm}.$$

Donc on opte pour  $s = 20 \text{ cm}$

- Aux extrémités :

$$\frac{s}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$d = L - \frac{L/10}{2} = 616 - \frac{61,6}{2} = 585,2 \text{ cm}$$



*Disposition des armatures verticales dans les voiles  
(RPA99 version 2003 art.7.7.4.1 fig.7.13)*

#### VII.4.5. Ferrailage des trumeaux :

- **Moment par rapport au centre de gravité des armatures :**

$$M = M_u + N_u \left( d - \frac{L}{2} \right) = 3414,11 + 2942,96 \times \left( 5,852 - \frac{6,16}{2} \right) = 11572 \text{ KN.m}$$

##### 1. Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{11572 \times 10^3 \times 10^3}{250 \times 5852^2 \times 21,74} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 \leq \mu_l = 0,86 \Leftrightarrow \text{La section est simplement armée (SSA).}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062}) = 0,08$$

$$\text{donc } \beta = 1 - 0,4 \times 0,08 = 0,968$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_v = \frac{11572 \times 10^3 \times 10^3}{0,968 \times 5852 \times 400} - \frac{2942,96 \times 10^3}{100 \times 400} = 5033,46 \text{ mm}^2 = 50,33 \text{ cm}^2$$

Soit **2x8HA20**.

##### 2. Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left\{ 0,2\%B ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{0,2 \times 50 \times 25}{100} ; \frac{50 \times 25 \times 2,1 \times 10^2}{400 \times 10^2} \right\}$$

$$= \max \{ 2,5 \text{ cm}^2 ; 6,56 \text{ cm}^2 \} \Leftrightarrow A_{min} = 6,56 \text{ cm}^2$$

**3. Armatures horizontales :**

$$-D'après le BAEL: A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{50,33}{4} = 12,58 \text{ cm}^2$$

$$-D'après le RPA : A_H \geq 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 25 \times 50 = 1,88 \text{ cm}^2$$

Soit : **2 x 4HA16** = 16,08 cm<sup>2</sup>/ml

**4. Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures seront reliées par (04) épingles au mètre carré soit **HA8**.

**5. Potelet :**

Nous adoptons pour les potelets une section d'armatures minimale de **4HA20** avec des cadres de **HA8**.

**VII.4.6. Vérifications :****A. Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} = \frac{5037020}{(6,16 \times 0,25) + (15 \times 50,33 \times 10^{-4})} \times 10^{-6} = 3,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$= 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**B. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- D'après le RPA99 version 2003 art.7.7.2:**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times 549330}{0,25 \times 0,9 \times 6,16} \times 10^{-6} = 0,55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25$$

$$= 5 \text{ MPa}$$

- D'après le BAEL 91 modifié 99 :**

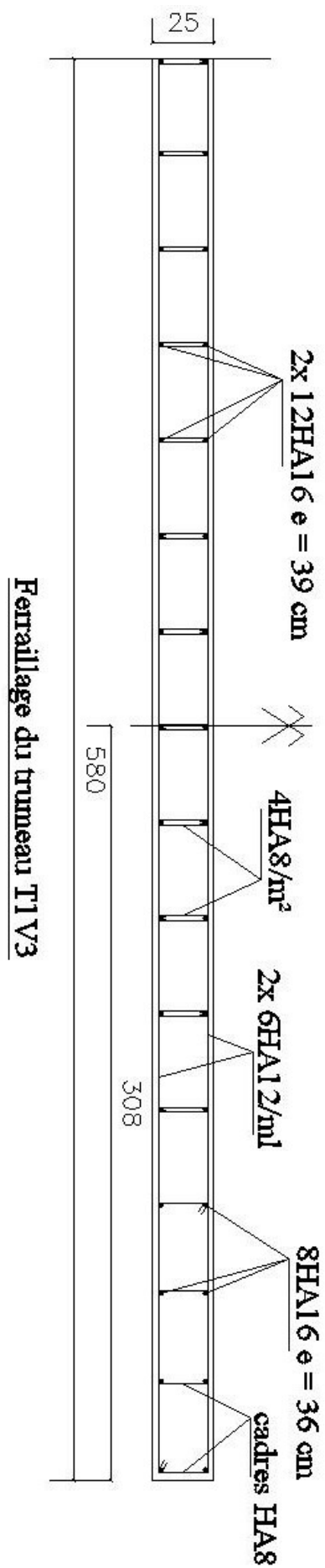
Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\}, \text{ fissuration préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 549330}{0,25 \times 0,9 \times 6,16} \times 10^{-6} = 0,55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$



### VII.5. Ferrailage des linteaux :

Comme précédemment énoncé, les linteaux sont soumis à **M** et **V**; car ce sont des poutres doublement encastrés qui constituent la liaison entre les différents trumeaux d'un même voile.

De ce fait, le **RPA 2003** propose de ferrailer les linteaux comme suit :

#### VII.5.1. Exposé de la méthode :

##### 1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après l'article 7.7.2 du RPA 2003, les linteaux doivent satisfaire la condition :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \text{ avec } V = 1,4V_{u,calcul}$$

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile ;

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9h$ ) ;

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

Une fois cette condition vérifiée, d'après l'article 7.7.3 du RPA 2003 deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :** (Article 7.7.3.1 du RPA 2003)

$$\tau_b \leq 0,06f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec des efforts  $M, V$ )

Nous aurons à disposer dans ce cas :

- Des aciers longitudinaux de flexion. (A<sub>l</sub>)
- Des aciers transversaux. (A<sub>t</sub>)
- Des aciers en zone courante (aciers de peau) (A<sub>c</sub>)

➤ **Aciers longitudinaux :**

$$A_L \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$z = h - 2d'$$

$h$  : hauteur du linteau.

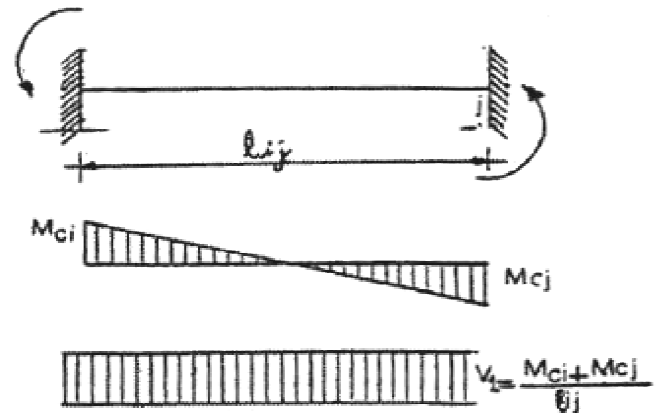
$d'$  : distance d'enrobage.

$M$  : moment du à  $V = 1,4V_u$

➤ **Aciers transversaux :**

a. **Linteaux longs :**

$$\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$$



Effort tranchant et moment dans le linteau

$$\text{on a: } s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

s : espacement des cours d'armatures transversales ;

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales ;

$z = h - 2d'$  ;

V : effort tranchant dans la section considérée  $V = 1,4V_u$  ;

l : portée du linteau.

**b. Linteaux courts :**

$$\lambda_g \leq 1$$

$$\text{on doit avoir: } s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min\{V_1; V_2\}$$

$$V_1 = 2V_u \text{ et } V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$M_{ci}, M_{cj}$  : moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau ;

$l_{ij}$  : portée du linteau.

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z \text{ avec } z = h - 2d'.$$

• **Deuxième cas : (Article 7.7.3.2 du RPA99 version 2003)**

$$\tau_b > 0,06f_{c28}$$

Dans ce cas, des armatures diagonales  $A_D$  sont à disposer obligatoirement afin de reprendre les efforts dus à **M** et **V**.

Des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), transversales ainsi que des armatures de peau doivent être mis en place suivant les minimums réglementaires.

$$A_D = \frac{V_u}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

$V_u$  est sans majoration.

Les minimums réglementaires sont les suivants : **(Article 7.7.3.3 du RPA99 version 2003)**

✓ **Aciers longitudinaux :**

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 b \cdot h$$

✓ **Aciers transversaux :**

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0015 b \cdot s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0025 b \cdot s$$

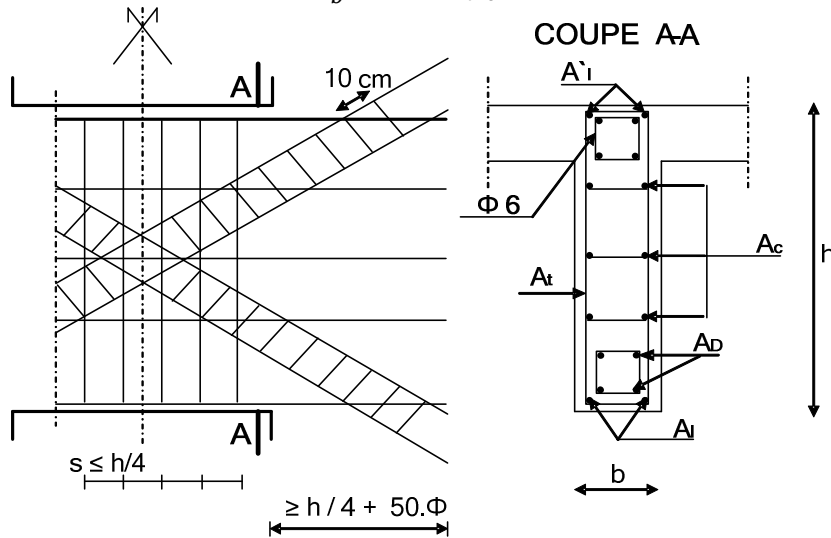
✓ **Aciers en zone courante (armatures de peau):**

$$A_c \geq 0,0020 b \cdot h$$

✓ **Armatures diagonales :**

$$A_D \geq 0.0015 b.h \quad \text{si: } \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si: } \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$



**Armatures de linteaux**

**VII.5.2. Exemple de calcul :**

Les caractéristiques géométriques du Linteau (L1V3) du 1<sup>er</sup> étage.

$h=0,53$  m ;

$l=0,94$  m ;

$e=25$  cm.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \text{ avec } V = 1,4V_{u,calcul}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{1,4 \times 209,15}{0,25 \times 0,9 \times 0,53} = 2455,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_b = 2,45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

❖ **Armatures longitudinales ( $A_l=A'_l$ ) :**

$$\tau_b = 2,45 \text{ MPa} > 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

- RPA 2003 :

$$(A_{l,min} , A'_{l,min}) \geq 0.0015 b.h = 0,0015 \times 25 \times 53 = 1,99 \text{ cm}^2$$

- BAEL 91 :

$$(A_{l,min} , A'_{l,min}) \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 0,9 \times 53 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{l,min} = 1,99 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{2HA12} = 2,26 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$s \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\} \Leftrightarrow s \leq \min\{37,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Leftrightarrow s \leq 30 \text{ cm.}$$

$$s = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 25 \times 20 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{2HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 2,45 \text{ MPa} > 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{0,53 - 2 \times 0,03}{0,94} = 0,5 \Leftrightarrow \alpha = 26,56^\circ$$

$$A_D = \frac{V_u}{2f_e \sin \alpha} = \frac{209,15}{2 \times 400 \times 10^{-1} \times \sin 26,56^\circ} = 5,84 \text{ cm}^2.$$

$$A_D = 5,84 \text{ cm}^2 > 0,0015 \times 25 \times 53 = 1,99 \text{ cm}^2.$$

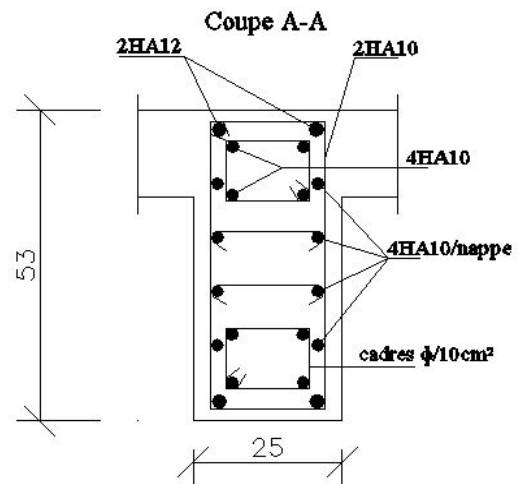
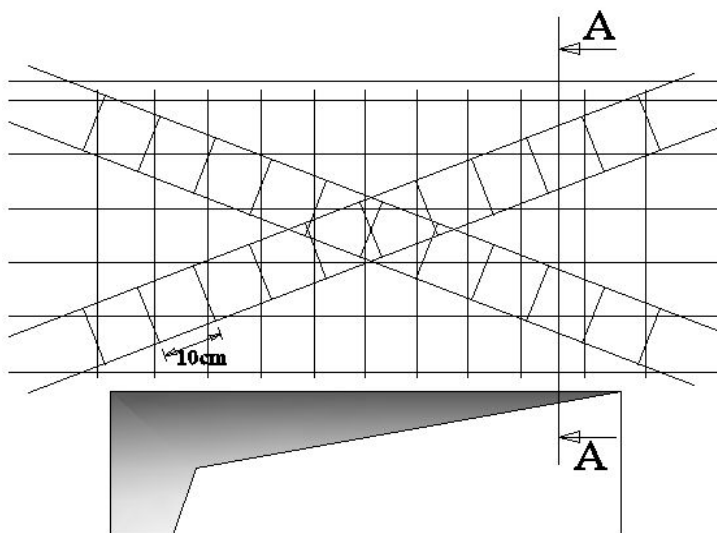
$$A_D = 5,84 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2(4HA10) = 6,28 \text{ cm}^2.$$

Avec un cadre de  $\phi 8$  chaque  $10 \text{ cm}^2$ .

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,0020 b \cdot h = 0,002 \times 25 \times 53 = 2,65 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$



Ferrailage du linteau L1V3

**Introduction :**

La fondation est la partie de la structure qui est en contact directe avec le sol auquel elle transmet les charges et les surcharge de structure.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en deux types :

- **Fondations superficielles :**

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain naturel.

- **Fondations profondes :**

Les fondations profondes permettent d'aller chercher la couche résistante à une profondeur adéquate en traversant des couches de qualité moindre. Si la couche d'assise est à une trop grande profondeur pour être atteinte, le frottement de la fondation avec les différentes couches de sol rencontrées peut suffire à la résistance.

**VIII.1.Le choix de type de fondation :**

Le type de fondation est généralement dépend :

- De la nature de terrain, profondeur de la couche résistante : Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols, généralement le choix de type de fondation est en fonction de la profondeur de la couche résistante du sol pouvant supporter les charges et surcharges de la structure. On pratique on adopte pour les cas suivants :
  - ❖ **0.80m** à **1.50m** : fondation superficielle.
  - ❖ **1.50m** à **5.00m** : fondation semi profonde.
  - ❖ **> 5.00m** : fondation profonde.
- Du type de l'ouvrage à fonder (des charges appliquées à la fondation.

En tenant compte des caractéristiques du sol de fondation et de la nature du contreventement de la structure, nous optons pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Une grande rigidité.

**VIII.4.Etude du radier générale:**

Le radier est un type de fondation superficielle généralisé sur toute la superficie de construction supportant plusieurs poteaux ou murs en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible. Le radier se calcule comme une dalle renversée dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

**VII.3.1. Pré-dimensionnements du radier :****\* Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{Max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{Max} \geq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

$L_e$  : 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 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$ ;

$L_{Max}$  : Distance maximale de la travée considérée.

D'où :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.01 \text{ m} = 101 \text{ cm}$$

On opte pour  $h_t=110 \text{ cm}$ .

**VIII.3.2. Détermination de la section nécessaire du radier :**

-Poids du bâtiment:  $G_{tbat} = 88274 \text{ KN} = 8827.40 \text{ t}$

-Charge d'exploitation :  $Q_{tbat} = 8603.01 \text{ KN} = 860.30 \text{ t}$

-La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 645.69 \text{ m}^2$

-La capacité portante du sol  $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

**➤ Calcul de la surface du radier :**

Le **BAEL** nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 100 \text{ cm}$$

Donc :  $L_d = 100 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_d + S_{bat} = 1 \times 145.88 + 645.69 = 791.57 \text{ cm}^2$$

$$S_{rad} = 791.57 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations à la base du radier :**

• **Charges permanente :**

$$G_{tot} = G_{infra} + G_{superstr}$$

$$G_{infra} = \text{Poids de la dalle}$$

$$\text{Poids de la dalle: } G_{dalle} = 1.10 \times 791.57 \times 25 = 21768.17 \text{ KN}$$

$$G_{infra} = 21768.17$$

$$G_{tot} = G_{infra} + G_{superstr} = 21768.17 + 88274 = 110042.17 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 110042.17 \text{ KN}$$

• **Charges d'exploitations:**

$$Q_{bat} = 8603.01 \text{ KN}$$

**Combinaisons d'action :**

$$\begin{aligned} \text{A L'ELU: } N_u &= 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 110042.17 + 1.5 \times 8603.01 \\ &= 161461.44 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{A L'ELS: } N_s = G + Q = 110042.1 + 8603.01 = 118645.11 \text{ KN}$$

**Calcul de la surface du radier :**

$$\text{A L'ELU: } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{161461.44}{2 \times 150} = 538.20 \text{ m}^2$$

$$\text{A L'ELS: } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{118645.11}{150} = 790.96 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 790.96 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 791.57 \text{ m}^2 > \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 790.96 \text{ m}^2 \Leftrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérifications :**

**1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u: \text{Contrainte de cisaillement } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$d = 0.9 \times e = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa, fissuration préjudiciable.}$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b \cdot L_{max}}{S_{rad} \cdot 2} = \frac{161461.44 \times 1.1}{791} \times \frac{5.10}{2} = 572.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{572.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Vérification de la stabilité du radier :**

➤ **Centre de gravité du radier :**

$$x_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = 17.03 \text{ m} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = 15.55 \text{ m}$$

$S_i$ : Aire du panneau considéré;

$x_i, y_i$ : Coordonnées du centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 190798.1641 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 234828.6576 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par :

- Un effort normal N dû aux charges verticales ;
- Un moment de renversement m dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$ : moment sismique à la base de la structure;

$T_0$ : effort tranchant à la base de la structure;

$h$ : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier qu'à L'ELU:  $\sigma_m \leq 2\sigma_{sol}$

et qu'à L'ELS:  $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

**A. Sens longitudinal :**

A l'ELU :

$$M_x = 848.33 + 391.14 \times 1.1 = 1278.58 \text{ KN.m} \quad N_u = 161461.44 \text{ KN}$$

$$I_{yy} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{1.1 \times 1^3}{12} = 9.16 \text{ m}^4 = 9.16 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x.V}{I_{yy}} = \frac{161461.44}{791.57} + \frac{1278.58}{9.16 \times 10^6} \times 55 = 203.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x.V}{I_{yy}} = \frac{161461.44}{791.57} - \frac{1278.58}{9.16 \times 10^6} \times 55 = 203.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc: } \sigma_m = \frac{3 \times 210.36 + 197.58}{4} = 203.97 \text{ KN/m}^2$$

$$300\sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN/m}^2$$

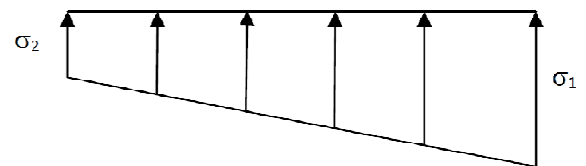


Diagramme des contraintes

$$\sigma_m = 203.97 \text{KN/m}^2 < 2. \sigma_{sol} = 300 \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M_x = 1776.91 + 287.22 \times 1.10 = 2092.85 \text{KN.m} \quad N_s = 118645.11 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x \cdot V}{I_{yy}} = \frac{118645.11}{791.57} + \frac{2092.85}{9.16 \times 10^6} \times 55 = 149.89 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x \cdot V}{I_{yy}} = \frac{118645.11}{791.57} - \frac{2006.68}{234828.6576} \times 17.1 = 149.87 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Donc: } \sigma_m = \frac{3 \times 150.03 + 149.73}{4} = 149.2 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 149.87 \\ \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Sens transversal :**

A l'ELU :

$$M_y = 42.4 + 15.67 \times 1.1 = 59.63 \text{KN.m} \quad N_u = 161461.44 \text{KN}$$

$$I_{xx} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{1 \times 1.1^3}{12} = 1.1 \times 10^7$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y \cdot V}{I_{xx}} = \frac{161461.44}{791.57} + \frac{59.67}{1.1 \times 10^7} \times 55 = 203.99 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y \cdot V}{I_{xx}} = \frac{147619.71}{791.57} - \frac{61.2}{1.1 \times 10^7} \times 55 = 203.95 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Donc: } \sigma_m = \frac{3 \times 203.98 + 203.97}{4} = 203.98 \text{KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{KN/m}^2 \\ \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M_y = 31.14 + 11.51 \times 1.1 = 43.80 \text{KN.m} \quad N_s = 118645.11 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y \cdot V}{I_{xx}} = \frac{118645.11}{791.57} + \frac{43.80}{1.1 \times 10^7} \times 55 = 149.88 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y \cdot V}{I_{xx}} = \frac{118645.11}{791.57} - \frac{44.95}{1.1 \times 10^7} \times 55 = 149.87 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Donc: } \sigma_m = \frac{3 \times 149.88 + 149.87}{4} = 149.88 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{KN/m}^2 \\ \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**3. Vérification au poinçonnement :**

Si la condition suivante est vérifiée, alors aucun calcul au poinçonnement n'est exigé.

On doit donc vérifier que :

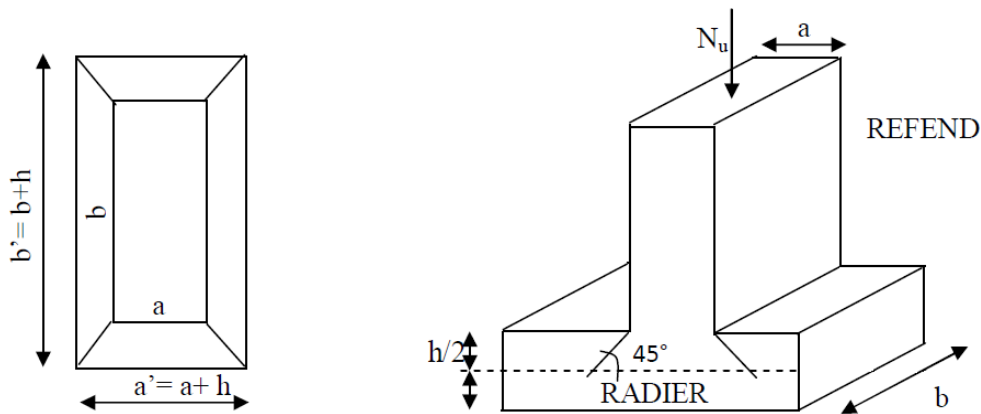
$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$ : périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier;

$N_u$ : charge de calcul à l'ELU;

$h$ : épaisseur totale du radier.

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**



*Périmètre utile des voiles*

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.25 + 1 + 2 \times 1.2) = 7.3 \text{ m}$$

$$N_u = 8442.29 \text{ KN} < \frac{0.07 \times 7.3 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 10220 \text{ KN} \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.4. Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

**1. Ferrailage du panneau encastré sur 4 appuis :**

On distingue deux cas selon  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $L_x < L_y$ .

1/ si  $\alpha \leq 0.4$

$\Leftrightarrow$  Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens);

2/ si  $0.4 \leq \alpha \leq 1$

$\Leftrightarrow$  (le panneau travaille dans les deux sens).

**2. Identification du panneau le plus sollicité :**

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1 ; \sigma_u^2) = \max(203.98; 203.99) = 204 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1 ; \sigma_s^2) = \max(149.87 ; 149.88) = 149.88 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\text{A l'ELU : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 204 - \frac{21768.17}{791.57} = 176.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 149.88 - \frac{21768.17}{791.57} = 177.37 \text{ KN/m}^2$$

**VII.4.1. Ferrailage de la dalle :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_y = 10.55 \text{ m}$$

$$L_x = 3.85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{10.55} = 0.36$$

$$\rho = 0.36 < 0.4$$

La dalle travaille en flexion dans un seul sens.

Soit une bande de longueur  $L = 3.85 \text{ m}$ , de largeur de  $b=1\text{m}$  et de  $0.8\text{m}$  de hauteur.

**➤ Calcul des sollicitations:**

**A l'ELU :**

$$q_u = 176.37 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u}{8} \cdot L^2 = \frac{176.37 \times 3.85^2}{8} = 326.78 \text{ KN.m}$$

Etant donné l'effort de semi encastrement on aura.

$$M_{Uap} = (-0.5)M_u = -163.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ut} = (0.85)M_u = 277.76 \text{ KN.m}$$

**➤ Ferrailage En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{277.76 \times 10^3}{100 \times 107^2 \times 14.2} = 0.01$$

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

$$\mu_u = 0,01 ; \quad \beta_u = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_{st} \cdot \beta_u \cdot d} = \frac{277.76 \times 10^3}{348 \times 107 \times 0.991} = 6.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.81 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uap}}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{163.39 \times 10^3}{100 \times 107^2 \times 14.2} = 0.019$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,003; \quad \beta_u = 0.981$$

$$A_s = \frac{M_{uap}}{\sigma_{st} \cdot \beta_u \cdot d} = \frac{163.39 \times 10^3}{348 \times 107 \times 0.981} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.47 \text{ cm}^2$$

**A P'ELS :**

$$q_s = 177.37 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s}{8} \cdot L^2 = \frac{177.37 \times 3.85^2}{8} = 328.63 \text{ KN.m}$$

Etant donné l'effort de semi encastrement on aura.

$$M_{Sap} = (-0.5)M_s = -164.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{St} = (0.85)M_s = 279.33 \text{ KN.m}$$

• **Vérification :**

**1/-Condition de non fragilité : (Art A 4.2, I/BAEL 91 modifié 99)**

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2} < A_s$$

Avec :

$\rho_0$  Taux d'acier minimal réglementaire dans chaque direction

Pour FeE400 (HA)  $\rightarrow (\rho_0 = 0.8\%)$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 110 \times \frac{(3 - 0.36)}{2} = 11.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 11.61 \text{ cm}^2$$

**-Aux appuis :**  $A_{ap} = 4.47 \text{ cm}^2 < A_{min} = 11.61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.N.V}$

**En travée :**  $A_t = 6.81 \text{ cm}^2 < A_{min} = 11.61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.N.V}$

$$\text{Donc : } A_{ap} = \mathbf{8HA14} = 12.32 \text{ cm}^2 \quad s_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \mathbf{8HA14} = 12.32 \text{ cm}^2 \quad s_t = 10 \text{ cm}$$

## 2/-Vérification de l'espacement des barres

$$s_t < \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$\min(3 \times 15 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$s_t = 13 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

## 3/-Vérification de la contrainte tangentielle :

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

Avec :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{avec: } \gamma_b = 1.5$$

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

$$V_u = \frac{q_u}{2} L = \frac{176.37 \times 3.85}{2} = 339.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{339.51 \times 10^3}{1000 \times 1100} = 0.308 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.308 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}. \quad \rightarrow \text{C.V}$$

## VII.4.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

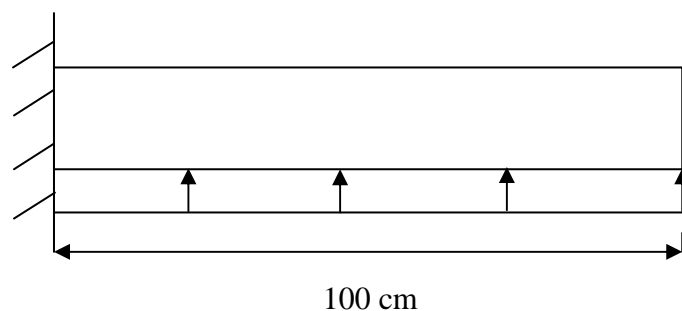


Fig.IX.4.Schéma statique du débord

### 1. Sollicitation de calcul :

❖ A l'ELU :

$$P_u = 176.37 \times 1 \text{ m} = 176.37 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-176.37 \times 1^2}{2} = -88.18 \text{ KN.m}^2$$

## ❖ A l'ELS :

$$P_s = q_s \times 1 \text{ m} = 177.37 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-177.37 \times 1^2}{2} = -88.68 \text{ KN.m}^2$$

## 2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; d = 107 \text{ cm}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; M_u = 88.18 \text{ KN.m}^2$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{88.18 \times 10^3}{100 \times 107^2 \times 14.2} = 0.005 < 0.392$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{88.68 \times 10^3}{0.998 \times 107 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## 3. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4.47 \text{ cm}^2 > A_u = 2.09 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{4HA14} = 6.16 \text{ cm}^2 \text{ espacement de } 25 \text{ cm}$$

## • Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ espacement de } 25 \text{ cm}$$

## 4. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{88.18}{88.68} = 0.99$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{88.68 \times 10^3}{100 \times 107 \times 14.2} = 0.583 \Leftrightarrow \alpha = 0.057$$

$$\alpha = 0.057 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.99 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.245$$

donc ce n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes à l'ELS

Pour faciliter la mise en œuvre de ce radier on généralise le ferrailage du débord avec le ferrailage de la dalle. On opte pour:

$$A_{ap} = \mathbf{8HA14} \quad \text{st} = 10 \text{ cm}$$

$$A_{r \text{ ap}} = \frac{12.32}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{r \text{ ap}} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \mathbf{8HA14} \quad \text{st} = 10 \text{ cm}$$

$$A_{r \text{ tr}} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

# Conclusion

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude de notre projet, nous ont conduit à nous documenter, à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, et à travailler avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience. Tout cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Les fonctions principales de tout ouvrage en génie civil conçu par les différents règlements sont la résistance et la durabilité.

On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le coté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

# Références bibliographiques

## Ouvrages :

TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET DES PAROIS par Richard BARES, édition DUNOD 1969, traduit par V. SLEZAK.

Cours de béton armé par Olivier GAGLIARDINI, IUP Génie Civil et Infrastructure, UJF-Grenoble I, année 2004/2005.

BETON ARME Bael91 modifié 99 et DTU associés par Jean-Pierre MOUGIN, édition Eyrolles, deuxième édition 2000.

LE PROJET DE BETON ARME par Henry THONIER, éditeur SEBTP, quatrième édition 1995.

FORMULAIRE DE RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX par Jean COURBON et Jean-Noël THEILLOUT, Form. C 2 060, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.

PRATIQUE DU BAEL 91 cours et exercices corrigés, par Jean PERCHAT et Jean ROUX, édition Eyrolles, deuxième édition.

CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME par Pierre CHARON, édition Eyrolles, deuxième édition 1983.

## Documents technique et réglementaires :

DTR BC. 2.48 RÉGLES PARASISMIQUES ALGERIZNNES RPA 99/Version 2003, Centre de recherche appliquée en Génie parasismique, ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

BÉTON ARMÉ AUX ÉTATS LIMITES BAEL 91 révisé 99.

DTR BC. 2.2, CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION, Centre de recherche appliquée en Génie parasismique, ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

DTR BC. 2.41, RÉGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ C.B.A. 93, Centre de recherche appliquée en Génie parasismique, ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

## Sites internet :

<http://www.civilmania.com/forum/>

<http://www.ingdz.com/>

<http://www.4shared.com>

<http://www.arab-eng.org/>