

Chapitre VIII

*étude de
l'infrastructure*

VII.1. Calcul des fondations

VII.1.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2,00 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

VII.1.2 Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VII.2 Calcul du radier

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

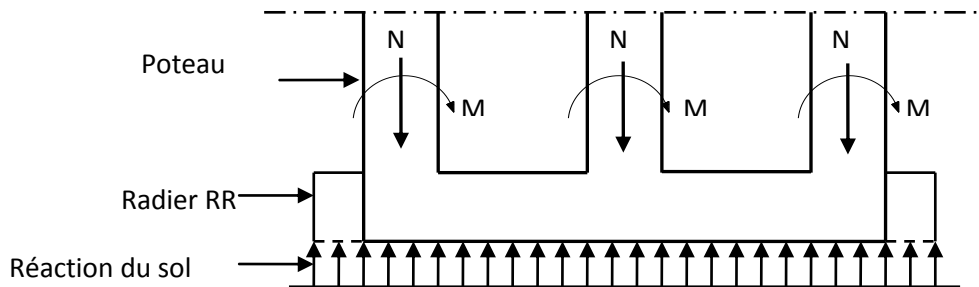


Figure VII.1 Schéma du Radier

1. Pré dimensionnement du radier

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{11} G_i = 39263,77 \text{ KN.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{11} Q_i = 4804,64 \text{ KN}$$

2. Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 60213,07 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 44068,42 \text{ KN}$$

3. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 44068,42 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 293,78 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 381,06 \text{ m}^2$.

4. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminer à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande } 1\text{ m} ; L = 5,05 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 60213,07/381,06 = 158,015 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 158,015 \cdot 1\text{ml} = 158,015 \text{ KN/ml}.$$

$$V_u = 158,02 \times 5,05 / 2 = 399 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{399 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,27\text{m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 5,05\text{m}$$

$$0,20 \leq d \leq 0,25 \text{ m}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30\text{cm} ; \text{ on prend: } h = 35\text{cm} ; d = 30\text{cm}$$

5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \quad \Leftrightarrow \quad 56 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } d=72 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm}.$$

6. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[(0,35 \times 381,06) + (0,80 \times 0,45 \times 218,22)] = 5298,25 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 5298,25 + 44068,42 = 49366,67 \text{ KN}.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{49366,67}{381,06} = 129,55 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier :

$$I_{XG} = 20227,20 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = 5318,43 \text{ m}^4$$

La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3 / 12 = 0,0192 \text{ cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,45 \text{ m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 5000 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{500 \times 0,45}} = 5,756 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,60 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,037 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

7. Evaluation des charges pour le calcul du radier**Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 189,31 - 0,875 = 188,44 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 188,44 \text{ KN/m}^2.$$

VII.3 Ferrailage du radier**VII.3.1 Ferrailage des dalles**

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$M_t = 0,85M_0$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_0$panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

$M_a = 0,35M_0$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_0$ appuis intermédiaire.

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = l_x/L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

VII.3.1.1 Exemple de calcul

$$\alpha = l_x/L_y = 4,24/4,55 = 0,93 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0428 ; \mu_y = 0,841.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0428 \times 188,44 \times (4,24)^2 = 144,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,841 \times 144,99 = 121,94 \text{ KN.m}$$

En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 108,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,078 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,108. \quad Z = 0,956 \text{ m} \quad A = 10,34 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T14 $A = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 14,2 \text{ cm}$

Sens y :

$$M_{ty} = 91,455 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,065 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,0842. \quad A = 8,64 \text{ cm}^2$$

On adopte 8T12 ... $A = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 12,5 \text{ cm}$

-En appuis :

Sens x:

$$M_{ax} = 72,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,052 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

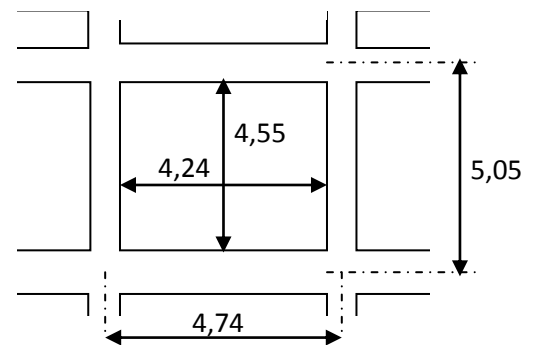


Fig IX. 1: Schéma du panneau le plus défavorable

$$\alpha = 0,0662$$

$$A = 6,75 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 ... $A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 16,6 \text{ cm}$

Sens y:

$$M_{ay} = 60,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,043 < \mu_l = 0,392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 0,0554$$

$$A = 5,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T12 ... $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

VII.4. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a. Sens longitudinal (y)

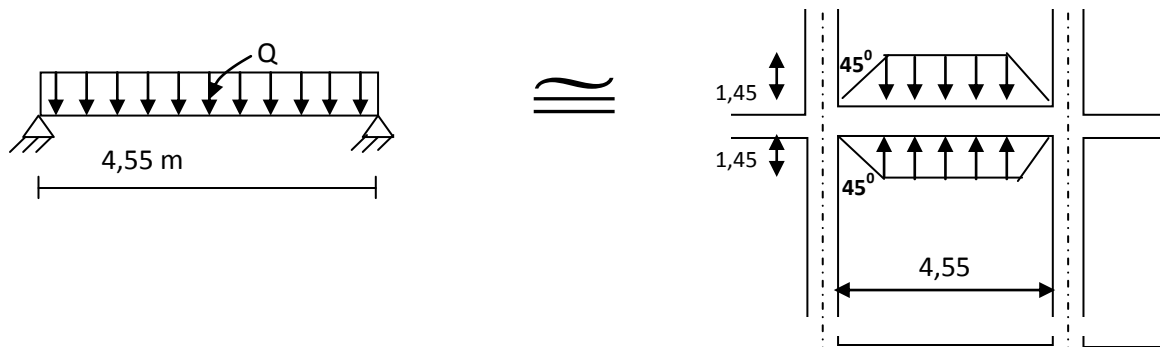


Figure VII.3 Répartition des charges sur les poutres

Les lignes de rupture

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 2,75 \text{ m}$

$$Ly_1 = 4,55 \text{ m}$$

$$Lx_2 = 4,24 \text{ m}$$

$$Q = 188,44 \text{ KN/m}^2$$

$$Q' = \frac{160,20}{2} \left[\left(1 - \frac{2,75^2}{3 \times 4,55^2} \right) \cdot 2,75 + \left(1 - \frac{4,24^2}{3 \times 4,55^2} \right) \cdot 4,24 \right] = 511,41 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{511,41 \times 5,05^2}{8} = 1630,28 \text{ KN.m}$$

a.1 Calcul du ferrailage

En travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 1222,71 \text{ KN.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1222,71 \cdot 10^3}{45 \cdot (72)^2 \cdot 14,2} = 0,369 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,6126$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,76$$

$$A_t = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1222,71 \cdot 10^3}{0,76 \cdot 72 \cdot 348} = 58,02 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T25 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T25 ; A = 58,91 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4T25 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 1630,28 = 815,27 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{815,27 \cdot 10^3}{45 \cdot (72)^2 \cdot 14,2} = 0,247 < \mu = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,36$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,86.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{815,27 \cdot 10^3}{0,86 \cdot 72 \cdot 348} = 39,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T25) Fil+ (4T25) chap. ; A = 39,28 cm².

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 1630,28 \cdot 54 = 326,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,09 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,13; \beta = 0,95; A_s = 11,77 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil+ (2T16) chap. ; A = 12,06 cm².

b. Sens transversal(x)

$$L_{\max} = 4,24 \text{ m.}$$

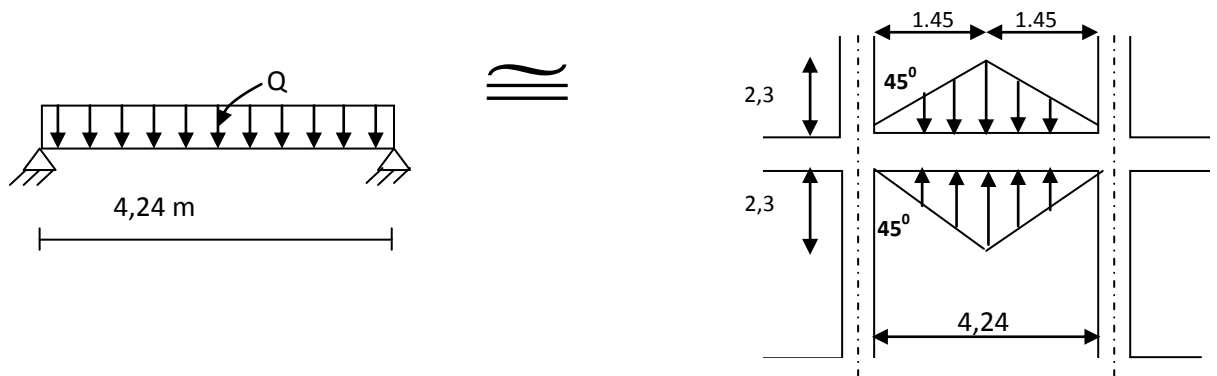


Figure VII.4 Répartition des charges sur les poutres

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x_1}$$

Tel que : $Q = 188,44 \text{ KN/m}^2$

$$L_{x_1} = 4,24 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \times 188,44 \times 4,24 = 532,66 \text{ KN/m}$$

$$M_o = QL^2 / 8 = 1196,99 \text{ KN.m}$$

b.1 Calcul du ferrailage

En travée :

$$M_t = 0,75M_o = 897,74 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,272 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,4$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,84.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 40,84 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 ; A = 40,84\text{cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 1196,99 = 598,495 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,15 < \mu = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,21$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,91.$$

$$A_a = 23,04 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil+ (4T20) chap. ; $A = 25,13 \text{ cm}^2$

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 1196,99 = 239,398 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,072 < \mu = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,0941; \beta = 0,96 ; A_s = 9,63 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil+ (2T16) chap. ; $A = 12,06 \text{ cm}^2$.

c. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$
 Dans notre cas $h_a = 80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elle sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_o) = (0,80 \times 0,45) \text{ m}^2$,

$$\text{on a : } - A_{sp} = 3 \times 2 (b_o + h) [\text{cm}^2]$$

$$- A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,80) = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T 16 Fil ; $A = 8,04 \text{ cm}^2$.

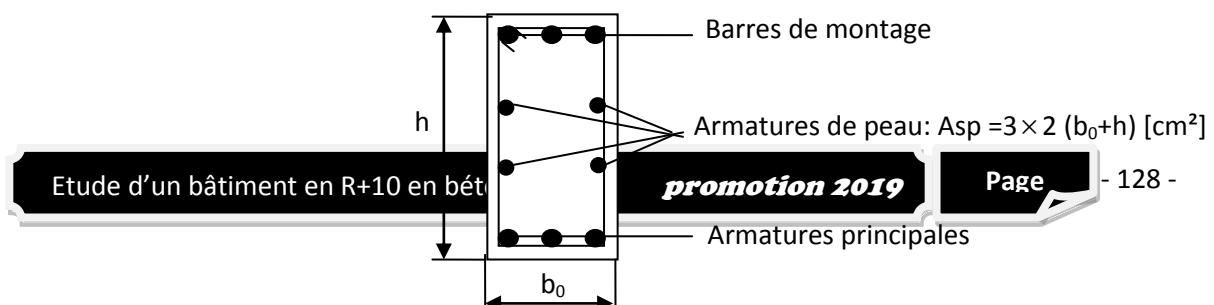


Figure VII.5 Répartition armatures dans les poutres

c.1 Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 399,49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{399,49}{0,45 \times 0,72 \times 1000} = 1,233 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,233 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c.2 Armatures transversales

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,86; 12; 50) = 12 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_t\right) = \min(20, 14, 4) = 14,4 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (1,233 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 162,03 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures, Fe325, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,44; 0,4 \text{ MPa}) = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 325}{45 \cdot 15} = 1,51 > 0,44 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0,6 \text{ m}$ et d'épaisseur $h = 35 \text{ cm}$

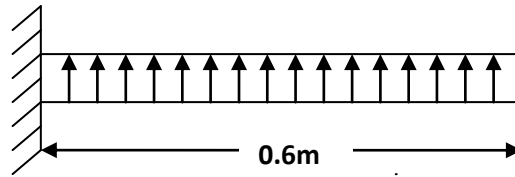


Figure VII.6 schéma statique de débord

- **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S} \cdot 1 \Rightarrow M_u = \frac{60213,07}{381,06} \cdot (0,6)^2 \cdot 1 = 56,89 \text{ KN} / \text{m} \Rightarrow$$

$$M_u = 56,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{44068,42}{381,06} \cdot (0,6)^2 \cdot 1 = 42,38 \text{ KN} / \text{m} \Rightarrow M_{ser} = 42,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,034 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,08 \quad ; \quad \beta = 0,96$$

$$A_s = 2,75 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,75}{4} \Rightarrow A_r = 0,68 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 2,28 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **4T10** $\Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.