



Cycle Bachelor d'ingénierie (3ème année)

UNITE D'ENSEIGNEMENT : GENIE CIVIL

Thème : ETUDES D'UN BATIMENT R+1 A USAGE D'HABITATION



Rapport du projet de Béton Armé

REALISE PAR :

-DARO Nini Sadate	2013 0664
-DIARRA Arouna	2013 0732
-HAMANI TAHIROU Saidou	2013 0437
-TOURE Sékou	2013 0698
-TRAORE Moussa	2012 0636

ENSEIGNANT:

Dr. Adamah MESSAN

Année académique 2013-2014

Sommaire

INTRODUCTION	2
Objet du présent rapport.....	2
I-DIMENSIONNEMENT DE LA TOITURE TERRASSE INACCESSIBLE EN DALLE PLEINE	3
II-PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS.....	6
III- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS.....	10
IV - CONCLUSION	25
V-REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	26
ANNEXES	27

INTRODUCTION

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Egypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

La problématique du dimensionnement des bâtiments a toujours été une préoccupation majeure dans le monde du Génie Civil. Il faudrait associer la technique, sécurité, économie des matériaux et esthétique d'où toute sa difficulté.

Ainsi, dans le cadre de l'approfondissement de notre cours théorique en Génie civil, le présent projet nous a été soumis. Il s'agit d'étudier un bâtiment (R+1) à usage d'habitation dans la ville de Ouagadougou.

Objet du présent rapport

Ce présent rapport a pour objet, de dimensionner la poutrelle la plus chargée du PH RDC, la poutre (isostatique et continue) la plus chargée, le poteau le plus chargé et enfin la plus grande semelle après avoir représenté sur les figures le sens des nervures sur les panneaux. Pour le R+1 nous dimensionnerons la toiture terrasse. Ce projet est sans doute un moyen pour nous de cerner les contours du dimensionnement du bâtiment.

I-DIMENSIONNEMENT DE LA TOITURE TERRASSE INACCESSIBLE EN DALLE PLEINE

1- Pré dimensionnement

Nous allons pré dimensionner cette dalle en prenant comme épaisseur celle du panneau ayant les plus grandes dimensions.

Tous les panneaux considérés portent dans les deux sens car $\frac{l_x}{l_y} > 0.40$

➤ Panneau isolé

$$e \geq \frac{l_x}{30} \quad e \geq \frac{400}{30} \quad e \geq 13,33 \text{ cm}$$

➤ Dalle continue

$$e \geq \frac{l_x}{40} \quad e \geq \frac{400}{40} \quad e \geq 10 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de dalle:

$$e = 16 \text{ cm}$$

2- Dimensionnement

Calcul des aciers de la dalle

➤ Panneaux continus

• Selon l_x

Nous allons dimensionner le panneau continu qui a la plus grande surface (panneau **a** et **b** : voir annexe 5)

$$\begin{aligned} M &= 4.852 \text{ kN.m} \\ \mu_u &= \frac{M_{max}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.004852}{1 * 0.144^2 * 14.17} = 0.017 \\ \mu_{AB} &= 0.186 \\ \mu_u < \mu_{AB} &\Leftrightarrow \text{Pivot A donc pas d'acier comprimé} \end{aligned}$$

Calcul des aciers

$$\begin{aligned} \alpha_u &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.021 \\ z &= d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.144(1 - 0.4 * 0.021) = 14.3 \text{ cm} \\ A_{st} &= \frac{M_u}{z * f_{bu}} = \frac{0.004852}{14.3 * 434.78} = 0.78 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Choix des aciers : 2HA8 totalisant 1.01 cm^2

avec $st = \min(33 \text{ cm} ; 3h_0) \quad st = \min(33 \text{ cm} ; 3 * 16)$

$st = \min(33 \text{ cm} ; 48 \text{ cm})$

$st = 33 \text{ cm}$

Plan de ferrailage (voir annexe 6)

- selon ly

$$M = 1.951 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.001951}{1 * 0.144^2 * 14.17} = 0.007$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_u < \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A donc pas d'acier comprimé}$$

Calcul des aciers

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.009$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.144(1 - 0.4 * 0.021) = 14.3 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.001951}{14.3 * 434.78} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 2HA6 totalisant 0.57 cm²

avec st = min(45 cm ; 4h₀) st=min(45 cm ; 4*16) st=min(45 cm ; 64 cm) st=45 cm

Plan de ferrailage (voir annexe 6)

➤ **Panneaux isolés**

- Selon lx

Nous allons dimensionner le panneau isolé qui a la plus grande surface (panneau **d** :voir annexe 5)

$$M = 7.965 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.007965}{1 * 0.144^2 * 14.17} = 0.027$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_u < \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A donc pas d'acier comprimé}$$

Calcul des aciers

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.342$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.144(1 - 0.4 * 0.021) = 12.4 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.007965}{12.4 * 434.78} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 3HA8 totalisant 1.51 cm²

avec st = min(33 cm ; 3h₀) st=min(33 cm ; 3*16) st=min(33 cm ; 48 cm) st=33 cm

Plan de ferrailage (voir annexe 6)

- selon ly

$$M = 2.495 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.002495}{1 * 0.144^2 * 14.17} = 0.0085$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_u < \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A donc pas d'acier comprimé}$$

Calcul des aciers

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.144(1 - 0.4 * 0.021) = 14.3 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.002495}{14.3 * 434.78} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 2HA6 totalisant 0.57 cm²

avec st = min(45 cm ; 4h₀) st=min(45 cm ; 4*16) st=min(45 cm ; 64 cm) st=45 cm

Plan de ferrailage(voir annexe 6)

➤ Panneaux isolés (panneau d)

• Selon lx

$$M = 6.102 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.006102}{1 * 0.144^2 * 14.17} = 0.021$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_u < \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A donc pas d'acier comprimé}$$

Calcul des aciers

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.027$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.144(1 - 0.4 * 0.021) = 14.2 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.006102}{14.2 * 434.78} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 3HA8 totalisant 1.51 cm²

avec st = min(33 cm ; 3h₀) st=min(33 cm ; 3*16) st=min(33 cm ; 48 cm) st=33 cm

Plan de ferrailage(voir annexe 6)

• selon ly

$$M = 3.899 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.003899}{1 * 0.144^2 * 14.17} = 0.013$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_u < \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A donc pas d'acier comprimé}$$

Calcul des aciers

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0164$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.144(1 - 0.4 * 0.021) = 14.3 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.003899}{14.3 * 434.78} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 3HA6 totalisant 0.85 cm^2

avec $st = \min(45 \text{ cm} ; 4h_0)$ $st = \min(45 \text{ cm} ; 4 \cdot 16)$

$st = \min(45 \text{ cm} ; 64 \text{ cm})$

$st = 45 \text{ cm}$

Plan de ferrailage (voir annexe 6)

II-PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

1- Pré dimensionnement des poutres

➤ poutre isostatique

$$\frac{1}{15} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \quad \frac{1}{15} \leq \frac{h}{455} \leq \frac{1}{10} \quad \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$$

$$30.33 \leq h \leq 45.45 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.4 = 0.405 \text{ m}$$

$$0.3d \leq b_0 \leq 0.4d$$

$$0.3 \cdot 0.405 \leq b_0 \leq 0.4 \cdot 0.405$$

$$12.15 \leq b_0 \leq 16.2$$

$$b_0 = 15 \text{ cm} \Rightarrow S = (15 \cdot 45)$$

➤ poutre hyperstatique

$$\frac{1}{20} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \quad \frac{1}{20} \leq \frac{h}{750} \leq \frac{1}{16} \quad \frac{750}{20} \leq h \leq \frac{750}{16}$$

$$37.5 \leq h \leq 46.88 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3d \leq b_0 \leq 0.4d$$

$$0.3 \cdot 0.9 \cdot 45 \leq b_0 \leq 0.4d \cdot 0.9 \cdot 45$$

$$12.5 \leq b_0 \leq 16.2$$

$$b_0 = 15 \text{ cm} \Rightarrow S = (15 \cdot 45)$$

2- Pré dimensionnement du poteau le plus chargé R+1

Descente de charge sur le poteau le plus chargé R+1

	Permanent					variables	
Désignation	L	I	H	γ	G(KN)	γ	Q(KN)
Toiture terrasse						1	8,525
Etanchéité	3,1	2,75		0,12	1,03		
Dalle	3,1	2,75	0,16	25	34.1		
Poutres	11,7	0,15	0,29	25	12,72		
Total 1					47.85		8,525

➤ Fixons $a=15$ cm

$$Br=(a-0.02)(b-0.02)$$

$$Br \leq \frac{0.9 * \gamma_b * Nu}{\alpha * f_{c28}}$$

$$\lambda = \frac{3.5lf}{a} \quad \lambda = \frac{3.5 * 0.7 * 3.75}{0.15} \quad \lambda = 57.17$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \alpha = 0.6\left(\frac{50}{57.17}\right)^2$$

$$\alpha = 0.46$$

Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$$\text{D'où } \alpha = \frac{0.46}{1.1} \quad \alpha = 0.42$$

➤ **Détermination b**

$$Br \leq \frac{0.9 * \gamma_b * Nu}{\alpha * f_{c28}}$$

Combinaisons des charges

$$Nu=1.35 * G + 1.5 * Q \quad Nu=1.35 * 47.85 + 1.5 * 8.525$$

$$Nu = 77.39 \text{ kN}$$

$$Br \leq \frac{0.9 * 1.5 * 0.07739}{0.42 * 25}$$

$$Br \leq 0.0099 \text{ m}^2$$

$$Br \leq 99.5 \text{ cm}^2$$

$$Br \leq (a-0.02) * (b-0.02)$$

$$b \leq \frac{99.5}{15 - 2} + 2 \quad b \leq 9.65 \text{ cm}$$

NB On a $b < a$, donc le Poteau aura une section carrée de côté a d'où **P : 15*15**

3- Pré dimensionnement de la semelle

Descente de charge sur le poteau le plus chargé RDC

Désignation	Permanent					Variable	
	L	I	H	γ	G(KN)	γ	Q(KN)
Poteau étage	0,15	0,15	3,75	25	2,109375	1,5	12,79
Revêtement + Enduit	3,1	2,75	1	0,8	6,82		
Plancher	3,1	2,75	1	2,85	24,29625		
Poutres	11,7	0,15	0,45	25	19,74375		
Mur cloison 10	2,275	1	3,2	1,15	8,372		
Mur 15	3,1	1	3,2	2	19,84		
Poteau	0,15	0,15	3,9	25	2,19375		
Total					83,3751		12,79

$$G_2 = 83.38 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 12,79 \text{ KN}$$

$$G_T = G_1 + G_2 \quad G_T = 47.85 + 83.38 \quad G_T = 131.23 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_1 + Q_2 \quad Q_T = 8.525 + 12.79 \quad Q_T = 21.32 \text{ KN}$$

Combinaisons des charges

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q \quad N_u = 1.35 \cdot 131.23 + 1.5 \cdot 21.32$$

$$N_u = 209.14 \text{ kN}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{N_u}{q_u}} \quad \text{nous avons } A \geq \sqrt{\frac{0.15}{0.15} \cdot \frac{0.20914}{0.225}} \quad \text{d'ou } A \geq 0.96 \text{ prenons donc}$$

$$A = B = 1 \text{ m}$$

$$h \geq \max\left(\frac{A - a}{4} + 0.05; \frac{B - b}{4} + 0.05\right) \quad \text{nous avons donc } h \geq 0.25 \text{ m par conséquent}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

4- Pré dimensionnement du poteau RDC

$$\text{Fixons } \lambda = 70$$

$$a \geq \frac{3.5lf}{\lambda} \quad a \geq \frac{3.5 \cdot 0.7 \cdot l_0}{\lambda}$$

$$l_0 = (3.9 + 1.4) - (0.25 + 0.05) \quad l_0 = 5 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{3.5 * 0.7 * 5}{70} \quad a \geq 17.5 \text{ cm}$$

Prenons **a = 20 cm**

➤ Détermination b

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

$$Br \leq \frac{0.9 * \gamma_b * Nu}{\alpha * f_{c28}}$$

$$\lambda = \frac{3.5 l_f}{a} \quad \lambda = \frac{3.5 * 0.7 * 5}{0.2} \quad \lambda = 61.25$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{61.25} \right)^2$$

$$\alpha = 0.4$$

Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$$\text{D'où } \alpha = \frac{0.4}{1.1} \quad \alpha = 0.363$$

$$Br \leq \frac{0.9 * \gamma_b * Nu}{\alpha * f_{c28}}$$

Descente de charge

$$G_2 = 81.18 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 12.79 \text{ KN}$$

$$\begin{array}{lll} G_T = G_1 + G_2 & G_T = 47.85 + 81.18 & G_T = 129.03 \text{ KN} \\ Q_T = Q_1 + Q_2 & Q_T = 8.525 + 12.79 & Q_T = 21.32 \text{ KN} \end{array}$$

Combinaisons des charges

$$Nu = 1.35 * G + 1.5 * Q \quad Nu = 1.35 * 129.03 + 1.5 * 21.32$$

$$\text{Nu} = 206.17 \text{ kN}$$

$$Br \leq \frac{0.9 * 1.5 * 0.20617}{0.363 * 25}$$

$$Br \leq 0.03067 \text{ m}^2$$

$$\text{Br} \leq 306.7 \text{ cm}^2$$

$$Br \leq (a-0,02)*(b-0,02)$$

$$b \leq \frac{306.7}{20-2} + 2 \quad b \leq 19.04 \text{ cm}$$

NB On a $b < a$, donc le Poteau aura une section carrée de côté a d'où **P : 20*20**

CONCLUSION PARTIELLE

Après le pré dimensionnement des éléments porteurs nous allons adopter les sections suivantes pour les dimensionnements :

- Poteaux :20*20
- Poutres :20*45

III- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

1- dimensionnement de la poutrelle (nervures) la plus chargée du PH RDC

a- Pré dimensionnement du plancher à corps creux

➤ Epaisseur du plancher

D'après la condition de flèche $e > \frac{L}{22.4}$

$$L = \text{Min}(L_x^{\max}, L_y^{\max}) = \text{Min}(400; 485) = 485 \text{ cm}$$

$$e > \frac{400}{22.4} = 17.86 \text{ cm} \text{ On adopte } e = 20 \text{ cm (plancher 16 + 4)}$$

➤ Largeur de la poutrelle

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h \quad d = 0.9*20 \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \quad 0.3*18 \leq b \leq 0.4*18 \quad 5.4 \text{ cm} \leq b \leq 7.2 \text{ cm}$$

$$b = 60-48 \quad b = 12 \text{ cm.}$$

➤ Descente de charges

• Charges permanentes(G)

- Poids propre de la poutrelle (g1)

$$g1 = b*h*25 \quad g1 = 0.2*0.12*25 \quad g1 = 0.6 \text{ kN/ml}$$

- Poids propre de la dalle (g2)

$$g_2 = 2.85 \times 0.6 \quad g_2 = 1.71 \text{ kN/ml}$$

- **Poids propre du revêtement (g3)**

$$g_3 = 0.6 \times 0.6 \quad g_3 = 0.36 \text{ kN/ml}$$

$$G = g_1 + g_2 + g_3 \quad G = 0.6 + 1.71 + 0.36 \quad \underline{\underline{G = 2.67 \text{ kN/ml}}}$$

• **Charges d'exploitation(Q)**

$$Q = 1.5 \times 0.6 \quad Q = 0.9 \text{ kN/ml}$$

b- Dimensionnement de la poutrelle

$$G = 2.67 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0.9 \text{ kN/ml}$$

Schéma (voir annexe)

Combinaisons de charges(ELU)

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \quad P_u = 1.35 \times 2.67 + 1.5 \times 0.9 \quad \underline{\underline{P_u = 4.9545 \text{ kN/ml}}}$$

Moment ultime sollicitant la section(Mu)

$$M_u = \frac{PL^2}{8} \quad M_u = \frac{4.9545 \times 4^2}{8} \quad \underline{\underline{M_u = 9.909 \text{ kN.m}}}$$

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \quad f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.2 = 0.18 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{0.0099}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.17} \quad \mu_u = 0.1799 \quad \text{Or} \quad \mu_{ab} = 0.186 \quad \mu_{ab} > \mu_u$$

Nous sommes donc dans le cas du pivot A pas d'aciers comprimés

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0.2498 \quad \text{et} \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.162$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{0.0099}{0.162 \times 434.78} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Acier minimal

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 * 0.12 * 0.18 * 2.1 / 500 = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(0.21 \text{ cm}^2; 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A = 1.41 \text{ cm}^2$$

Aciers longitudinaux

Soit 3HA8 et 1HA8 pour le montage

Aciers transversaux

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 \Leftrightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Disposition constructives

Coupe transversale (voir annexe)

$$e_h = (12 - (2 * C + 3 * \phi_l + 2 * \phi_t)) / 2$$

$$e_v = 12 - (2 * 2 + 3 * 0.8 + 2 * 0.6) \quad e_h = 2.2 \text{ cm}$$

$$e_v = 20 - (2 * 2 + 2 * 0.8 + 2 * 0.6) \quad e_v = 13.2 \text{ cm}$$

$$e_h > \phi_l \text{ ok}$$

$$e_v > \phi_l \text{ ok}$$

2- Dimensionnement des poutres isostatiques

Descente de charge

Charge permanente G

❖ POIDS PROPRE POUTRE

$$P_1 = 0.2 * 0.45 * 25 = 2.25 \text{ kN/ml}$$

❖ POIDS PROPRE DALLE

$$P_2 = L * 2.85 = 2.29 * 2.85 = 6.53 \text{ kN/ml}$$

❖ REVETEMENT

$$P3 = L \cdot (0.6 + 0.2) = 2.29 \cdot (0.6 + 0.2) = 1.83 \text{ kN/ml}$$

$$G = P1 + P2 + P3 = 10.61 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation Q

Notons que nous avons assimilé le séjour à une chambre

$$Q = l \cdot 1.5 = 2.29 \cdot 1.5 = 3.44 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charges

$$P_u = 1.35G + 1.5 \cdot Q \quad P_u = 1.35 \cdot 10.61 + 1.5 \cdot 3.44 \quad \mathbf{P_u = 19.48 \text{ kN/ml}}$$

Moment ultime sollicitant la section (M_u)

$$M_u = \frac{P_u L^2}{8} \quad M_u = \frac{19.48 \cdot 4.55^2}{8} \quad \mathbf{M_u = 50.41 \text{ kN.m}}$$

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{0.05041}{0.20 \cdot 0.405^2 \cdot 14.17} = 0.108 \Leftrightarrow \mathbf{Or} \quad \mu_{ab} = 0.186 \Leftrightarrow \mu_{ab} > \mu_u$$

Nous sommes donc dans le cas du pivot A pas d'acier comprimés

Calcul des aciers tendus

$$\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0.14 \quad \text{et} \quad z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.38$$

Aciers tendus

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{su}} = \frac{0.05041}{0.38 \cdot 434.78} = 3.05 \text{ cm}^2$$

Acier minimal

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 0.2 \cdot 0.405 \cdot \frac{2.1}{500} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers longitudinaux

$$A = \max(3.0.1; 0.78)$$

$$A = 3.05 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers longitudinaux

3HA12 totalisant 3.39 Cm²

Acier de montage.

3HA8 totalisant 1.52Cm²

Acier transversale

$$\phi t \geq \phi l / 3 = 4 \text{ mm}$$

$$\phi t \leq \min(h / 35 ; b / 10 ; \phi l) \Leftrightarrow \phi t \leq \min(1.29 ; 1.5 ; 1.2)$$

$$\phi t = 6 \text{ mm}$$

Disposition constructives

Coupe transversale (voir annexe)

$$eh = (20 - (2 * C + 3 * \phi_l + 2 * \phi_t)) / 2$$

$$eh = 20 - (2 * 2 + 3 * 1.2 + 2 * 0.6) \quad eh = 5.6 \text{ cm}$$

$$ev = 45 - (2 * 2 + 2 * 1.2 + 2 * 0.6) \quad ev = 37.4 \text{ cm}$$

$$eh > \phi_l \text{ ok}$$

$$ev > \phi_l \text{ ok}$$

Coupe longitudinale (voir annexe)

St0 (espacement initial)

$$St0 \leq \frac{0.9 * f_{su} * A_t}{(\pi u - 0.3 * f_t 28) * b}$$

$$V_u = \frac{P_u * l}{2} = \frac{19.48 * 4.55}{2} = 44.32 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 * d} = \frac{43.57}{0.2 * 0.405} = 547.16 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_u = 547.16 \text{ kN/m}^2$$

Fissuration peu préjudiciable (FPP) ; B25 ; $\tau_{ul} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u < \tau_{ul} \text{ Ok}$$

Vérification :

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * St_0} \geq 0.4 \text{ MPa} \Leftrightarrow St_0 \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0}$$

$$St_0 \leq \frac{0.56 * 500.10^{-4}}{0.4 * 0.2} \Rightarrow St_0 \leq 35 \text{ cm}$$

$$St_0 \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$
$$St_0 \leq \min (36.45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

On choisit $St_0 = 30 \text{ cm}$

3- La poutre continue

Descente de charge et détermination des moments en travée

Choix de la méthode

C1- La construction fait partie de la catégorie des "CONSTRUCTIONS COURANTES" BAEL B.2.1

$Q \leq 2.G$ ou $5 \text{ kN} / \text{m}^2$

Poutre de l'axe H $Q=6.58 \text{ kN/ml}$ $G=13 \text{ kN/ml}$ on a $Q < 2G$ OK

Poutre de l'axe F $Q=4.4 \text{ kN/ml}$ $G=19.98 \text{ kN/ml}$ on a $Q < 2G$ OK

C2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité

Poutre de l'axe H OK

Poutre de l'axe F OK

C3- les portées successives sont dans un rapport qui est compris entre 0,8 et 1,25 ;

Poutre de l'axe H $\frac{L1}{L2} = \frac{3.225}{2.2} = 1.47 \text{ m} > 1.25$ $\frac{L2}{L3} = \frac{2.2}{1.825} = 1.2 \text{ m} > 0.8$

Les rapports des portées successives ne sont pas compris entre 0.8 et 1.25

Poutre de l'axe G $\frac{L1}{L2} = \frac{3}{1.5} = 2 \text{ m} > 1.25$ $\frac{L2}{L3} = \frac{1.5}{3.25} = 0.46 \text{ m} < 0.8$

Les rapports des portées successives ne sont pas compris entre 0.8 et 1.25

C4- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (fissuration peu préjudiciable). OK

La condition C3 n'est pas vérifiée dans les deux cas (axe H et axe F) donc nous allons appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée dite "**METHODE DE CAQUOT**".

Fpp \Leftrightarrow calcul à l'ELU

➤ **Poutre de l'axe H**



				BAEL
Portées l (m)	L_1	L_2	L_3	B.6.1,1
Portées fictives l' (m)	$L'_1 = L_1$	$L'_2 = 0,8.L_2$	$L'_3 = L_3$	E.2.2,1
l'^3	$(L'_1)^3$	$(L'_2)^3$	$(L'_3)^3$	
8,5 (l'w+l'e)	$8,5.(L'_1+L'_2)$		$8,5.(L'_2+L'_3)$	
Cas 1	p_1	p_2	p_3	E.2.2,1
	1,5q	1,5q	1,5q	
	1,35g	1,35g	1,35g	
M appui 0	$M_1 = \frac{p_1.L_1'^3 + p_2.L_2'^3}{8,5.(L'_1+L'_2)}$		$M_2 = \frac{p_2.L_2'^3 + p_3.L_3'^3}{8,5.(L'_2+L'_3)}$	0
Mo travée indépendante	$M_o = \frac{p_1.L_1'^2}{8}$	$M_o = \frac{p_2.L_2'^2}{8}$	$M_o = \frac{p_3.L_3'^2}{8}$	E.2.2,2
Mt milieu de travée	$M_o - \frac{M_1}{2}$	$M_o - \frac{M_1 + M_2}{2}$	$M_o - \frac{M_2}{2}$	E.2.2,2
Vo travée indépendante	$V_o = + \frac{p_1.L_1}{2} > 0$ $V_o = - \frac{p_1.L_1}{2} < 0$	$V_o = + \frac{p_2.L_2}{2} > 0$ $V_o = - \frac{p_2.L_2}{2} < 0$	$V_o = + \frac{p_3.L_3}{2} > 0$ $V_o = - \frac{p_3.L_3}{2} < 0$	E.2.2,3
Vmax	$+ \frac{p_1.L_1}{2} + \frac{ M_1 - 0}{L_1}$ $- \frac{p_1.L_1}{2} + \frac{ M_1 - 0}{L_1}$	$+ \frac{p_2.L_2}{2} + \frac{ M_2 - M_1 }{L_2}$ $- \frac{p_2.L_2}{2} + \frac{ M_2 - M_1 }{L_2}$	$+ \frac{p_3.L_3}{2} + \frac{0 - M_2 }{L_3}$ $- \frac{p_3.L_3}{2} + \frac{0 - M_2 }{L_3}$	
Cas 2	1,5q		1,5q	
	1,35g	1,35g	1,35g	
Cas 3		1,5q		
	1,35g	1,35g	1,35g	

Travée		Travée 1		Travée 2		Travée 3	
Portées l(m)		3.225		2.2		1.825	
Potées Fictives l'(m)		3.225		1.76		1.825	
l'³		33.54		5.45		6.08	
8,5(l'g + l'd)		42.37			30.47		
Cas1		P1		P2		P3	
		1,5q = 6,98		1,5q = 6,98		1,5q = 9.87	
		1,35g =17.55		1,35g =17.55		1,35g =13.61	
		24.53		24.53		23.48	
M Appuis(kN.m)	0		61.64		17.02		0
Mo Travée Indépendante		23.77		39.02		10.05	
Mt travée milieu		-7.05		-0.31		1.54	
Vo Travée Indépendante		P1L1/2 = 55.19		P2L2/2 = 12.27		P3L3/2 = 27.57	
		(-P1L1 /2) = -55.19		(-P2L2/2) = -12.27		(-P3L3/2)= -27.57	
Vmax		P1L1/2 + M1 /2 = 66.28		P2L2/2 +(M2 - M1)/L2 = -26.75		P3L3/2 + (θ- M2 /L3) = 22.73	
		(-P1L1/2) + M1 /L1 = -44.10		(-P2L2/2)+(M2 - M1)/L2 = -51.26		P3L3/2 + (θ- M2 /L3) = --32.39	
Cas 2		P'1		P'2		P'3	
		1,5q = 6,98				1,5q = 9.87	
		1,35g =17.55		1,35g =17.55		1,35g =13.61	
		24.53		17.55		23.48	
Cas 3							
		P1''		P2''		P3''	
				1,5q = 6.98			
		1,35g =17.55		1,35g =17.55		1,35g =13.61	
		17.55		24.53		13.61	

D'après le tableau précédent (méthode de Caquot) le moment maximum entravé est égal à 37.14 kN.m

➤ **Poutre de l'axe F**

Travée		Travée 1		Travée 2		Travée 3	
Portées l(m)		3		1.5		3.25	
Potées Fictives l'(m)		3		1,2		3,25	
l'³		27		1,73		34,33	
8,5(l'g + l'd)		35,7			37,83		
Cas1		P1		P2		P3	
		1,5q = 6,6		1,5q = 6,6		1,5q = 6,6	
		1,35g =26,97		1,35g =26,97		1,35g =26,97	
		33,57		33,57		33,57	
Appuis	0		27		32		0
Mo Travée Indépendante		37,77		9,44		44,32	
Mt travée milieu		24,27		-20		28.32	
Vo Travée Indépendante		P1L1/2 = 50,36		P2L2/2 = 25,18		P3L3/2 = 54,55	
		(-P1L1 /2) = -50,36		(-P2L2/2) = -25,18		(-P3L3/2)= -54,55	
Vmax		P1L1/2 + M1 /2 = 63,86		P2L2/2 +(M2 - M1)/L2 = 28,52		P3L3/2 + (θ- M2 /L3) = 44,70	
		(-P1L1/2) + M1 /L1 = -36,86		(-P2L2/2)+(M2 - M1)/L2 = -21,84		P3L3/2 + (θ- M2 /L3) = -64,4	
Cas 2		P'1		P'2		P'3	
		1,5q = 6,6				1,5q = 6,6	
		1,35g =26,97		1,35g =26,97		1,35g =26,97	
		33,57		26,97		33,57	
Cas 3							
		P1''		P2''		P3''	
				1,5q = 6,6			
		1,35g =26,97		1,35g =26,97		1,35g =26,97	
		26,97		33,57		26,97	

D'après le tableau précédent (méthode de Caquot) le moment maximum entravé est égal à 28.32 kN.m

Nous allons utiliser le maximum des deux moments max pour dimensionner la poutre.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.32 \text{ kN.m}}{0.2 \cdot 0.4050^2 \cdot 14.17} = 0.06$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_u < \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A donc pas d'acier comprimé}$$

Calcul des aciers

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.079$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.405(1 - 0.4 * 0.104) = 0.39 \text{ m}$$

$$z = 39 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{su}} = 1.67 \text{ cm}^2$$

- **Acier minimal**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.2 * 0.405 * 2.1}{500} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.78 \text{ cm}^2$$

- **Acier longitudinal**

$$A = \max(A_{st}, A_{min}) = 1.67 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 3HA10 \text{ totalisant } 2.36 \text{ cm}^2$$

- **acier de montage**

$$3HA8 \text{ totalisant } 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'acier transversal (ϕ_t)**

$$V_u = 66.28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{66.28}{0.20 * 0.405} = 818.27 \text{ kPa}$$

$$\tau_u = 818.27 \text{ kPa}$$

$$\text{FPP : B25} \Rightarrow \tau_{ul} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{ul} \text{ Ok}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.29; 2; 1)$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Calcul de l'espacement initial } St_0 \leq \frac{0.9 * f_e * A_t}{(\tau_u - 0.3 * f_{t28}) b_0} = \frac{0.9 * 500 * 0.56 * 10^{-4}}{(0.81827 - 0.3 * 2.1) 0.2} = 0.669 \text{ m} = 67 \text{ cm}$$

Vérification

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 * St_0} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow St_0 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 * 0.4}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 * St_0} = \frac{0.56 \cdot 10^{-4} * 500}{0.20 * 0.67} = 0.21 \text{ MPa} < 0.4 \text{ MPa}$$

$$St_0 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 * 0.4} \quad St_0 \leq \left(\frac{0.56}{10000}\right) * \frac{500}{0.2 * 0.4} \quad St_0 \leq 35 \text{ cm}$$

$$St_0 \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \quad St_0 \leq \min(0.9 * 0.405; 40 \text{ cm}) \quad St_0 \leq \min(36.45 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St_0 = 35 \text{ cm}$$

Détermination des armatures de chapeaux

Appuis intermédiaires

$$\begin{aligned} M_{max} &= 44.32 \text{ kN.m} \\ \mu_u &= \frac{M_{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.04432}{0.2 * 0.4050^2 * 14.17} = 0.095 \\ \mu_{AB} &= 0.186 \\ \mu_u &< \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A} \end{aligned}$$

Calcul des aciers

$$\begin{aligned} \alpha_u &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.13 \\ z &= d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.405(1 - 0.4 * 0.089) = 0.38 \\ z &= 38 \text{ cm} \\ A_{st} &= \frac{M_u}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.04432}{0.38 * 434.78} = 2.68 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Choix des aciers : 3HA12 totalisant 3.39 cm²

Plan de ferrailage (voir annexe 7)

Appuis de rive

$$\begin{aligned} M' &= 0.15M_{o_{max}} \\ M_o &= 44.32 \text{ kN.m} \\ M' &= 0.15 * 62.09 = 6.65 \text{ kN.m} \\ \mu_u &= \frac{M'}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.00665}{0.2 * 0.4050^2 * 14.17} = 0.014 \\ \mu_{AB} &= 0.186 \\ \mu_u &< \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A} \end{aligned}$$

Calcul des aciers

$$\begin{aligned} \alpha_u &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.018 \\ z &= d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.405(1 - 0.4 * 0.018) = 0.4 \\ z &= 40 \text{ cm} \\ A_{st} &= \frac{M'}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.00665}{0.4 * 434.78} = 0.38 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Choix des aciers : 3HA6 totalisant 0.85 cm²

Plan de ferrailage (voir annexe 7)

4- dimensionnement du poteau le plus charge RDC

Descente de charge sur le poteau le plus chargé RDC

Désignation	Permanentes					Variable	
	L	I	H	γ	G(KN)	γ	Q(KN)
toiture terrasse poutre R+1					47,85		8,525
Poteau étage	0,2	0,2	3,75	25	3,75	1,5	12,79
Revêtement + Enduit	3,1	2,75	1	0,8	6,82		
Plancher	3,1	2,75	1	2,85	24,29625		
Poutres	11,7	0,2	0,45	25	26,325		
Mur cloison 10+enduit	2,275	1	3,2	1,35	9,828		
Mur 15+enduit	3,1	1	3,2	2,2	21,824		
Poteau	0,2	0,2	5	25	5		
Total					145,693		21,315

Combinaisons des charges

$$Nu = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q \quad Nu = 1.35 \cdot 145.693 + 1.5 \cdot 21.32$$

$$Nu = 228.66 \text{ kN}$$

Calcul des aciers

$$\lambda = \frac{3.5lf}{a} \quad \lambda = \frac{3.5 \cdot 0.7lo}{a} \quad \lambda = \frac{3.5 \cdot 0.7 \cdot 5}{0.2} \quad \lambda = 61.25$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{61.25}{35}\right)^2} \quad \alpha = 0.4$$

Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$$\text{D'où } \alpha = \frac{0.4}{1.1} \quad \alpha = 0.363$$

Aciers théoriques

$$Asc \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_c 28}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{f_{su}}$$

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02) \quad Br = (0.2 - 0.02)(0.2 - 0.02) \quad Br = 0.0324 \text{ m}^2$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_{su} = \frac{500}{1.15} \quad f_{su} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$A_{sc} \geq \left(\frac{0.22866}{0.363} - \frac{0.0324 * 25}{0.9 * 1.5} \right) * \frac{1}{434.78} \quad A_{sc} \geq 0.69 \text{ cm}^2$$

Aciers minimal

$$A_{min} = \max(4u; 0.2\%B)$$

$$4u = 8(0.2+0.2) = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$0.2\%B = 0.002 * 0.2 * 10000 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max(3.2 \text{ cm}^2; 0.8 \text{ cm}^2) \quad A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers

$$4\text{HA}12 \text{ totalisant } 4.52 \text{ cm}^2$$

Aciers transversaux

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} * 1.2 \quad \phi_t \geq 0.4 \text{ cm}$$

$$5\text{mm} \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Coupe transversale (voir annexe 8)

$$e_h = e_v = 20 - (2 * C + 2 * \phi_l + 2 * \phi_t)$$

$$e_h = e_v = 20 - (2 * 2 + 2 * 1.2 + 2 * 0.2)$$

$$e_h = e_v = 12.4 \text{ cm}$$

$$e_h > \phi_l \text{ ok}$$

$$e_v > \phi_l \text{ ok}$$

Coupe longitudinale (voir annexe 8)

▪ Longueur de scellement

$$\frac{l_s}{\phi_l} = 44 \quad l_s = 44 * \phi_l \quad l_s = 44 * 1.2 \quad l_s = 42.8 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$l_r = 0.6 * l_s \quad l_r = 0.6 * 52.8 \quad l_r = 31.68 \text{ cm}$$

▪ Espacement en zone courante

$$Stc \leq \min(a + 10; 40 \text{ cm}; 15 * \phi_l) \quad Stc \leq \min(20 + 10; 40 \text{ cm}; 15 * 1.2)$$

$$Stc \leq \min(30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 18 \text{ cm})$$

$$Stc = 15 \text{ cm}$$

▪ **Espacement en zone de recouvrement**

$$St = \frac{At * f_{et}}{m * \pi * \phi * \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} \quad \tau_{su} = 0.6 * 1.2 * 2.1 \quad \tau_{su} = 2.835$$

$$St = \frac{0.28^{4-4} * 500}{1 * \pi * 1.2 * 2.835} \quad St = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{lr - 2}{St} = \frac{3.168 - 2}{0.13} = 2.28$$

Nous allons mettre 4 cours d'aciers.

$$St = \frac{32}{3} = 16 \text{ cm}$$

Nous allons adopter **St=15 cm**

Plan de ferrailage (voir annexe 8)

5- dimensionnement de la plus grande semelle

NB : le dallage du rez de chaussé sera fait en dalle flottante.

contrainte calcul qu

$$qu = \frac{3}{2} \sigma \text{ or } \sigma = 0.15 \text{ cm d'ou } qu = \frac{3}{2} * 0.15 = 0.23 \text{ MPa}$$

Pré dimensionnement de la semelle

$$Nu = 227.17 \text{ kN}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{Nu}{qu}} \text{ nous avons } A \geq \sqrt{\frac{0.2}{0.2} * \frac{0.22717}{0.225}} \text{ d'ou } A \geq 1.01 \text{ prenons donc } A = B = 1.1 \text{ m}$$

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4} + 0.05; \frac{B-b}{4} + 0.05\right) \quad h \geq 27.5 \text{ cm}$$

nous avons donc $h \geq 0.28 \text{ m}$ par conséquent **$h = 30 \text{ cm}$**

➤ **Vérification**

Poids propre du potelet 1.4 m (Pp)

$$Pp = 1.1 * 0.22 * 25 = 1.1 \text{ kN}$$

$$Nu = (1.1 * 1.35) + 227.17 \quad \text{Nu} = 228.66 \text{ kN}$$

Poids propre de la semelle

$$P_p = 1.1^2 \cdot 0.3 \cdot 25 = 9.075 \text{ kN}$$

$$G = 1.35 \cdot 9.075 = 12.25 \text{ kN}$$

$$N_u' = N_u + G = 228.66 + 12.25 \Leftrightarrow N_u' = 240.91 \text{ kN}$$

$$q_u' = \frac{N_u'}{AB} = \frac{0.24091}{1.1 \cdot 1.1} = 0.199 \text{ MPa}$$

$q_u' < q_u$ OK

Calcul des armatures

$$A_{st} \therefore A = A_{st} \therefore B = \frac{N_u' \cdot (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot f_{bu}} \text{ or } \frac{A - a}{4} \leq d_a \leq (A - a) \Leftrightarrow$$

$$22.5 \text{ cm} \leq d_a \leq 90 \text{ cm} \text{ prenons } d_a = 25 \text{ cm} \Leftrightarrow$$

$$A_{st} \therefore A = A_{st} \therefore B = \frac{0.24091 \cdot (1.1 - 0.2)}{8 \cdot 0.25 \cdot 434.78} \quad A_{st} \therefore A = A_{st} \therefore B = 2.49 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 4HA10 totalisant 3.14cm² avec $e = (110 - 4) / 3 = 35 \text{ cm}$ $e > 15 \text{ cm}$ OK

Plan de ferrailage (voir annexe 8)

IV - CONCLUSION

Au terme de cette étude, nous constatons que le travail que nous avons effectué dans le cadre de ce projet sous le thème « étude d'un bâtiment R+1 à usage d'habitation » nous a permis de comprendre la complexité qui existe dans la réalisation de ce genre de structure.

Ce projet d'étude nous a été très bénéfique sur le plan théorique et sur le plan pratique, pour ce qui est de la structure des bâtiment en béton armé, les recherches effectués nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites de conception des structures dans le cadre des travaux des bâtiment.

V-REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Cours de Béton Armé, 2013- 2014

Cours de calculs de structures, 2013- 2014

ANNEXES