

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 $\frac{lx}{ly} > 0.40$

➤ Panneau isolé

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

➤ Dalle continue

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

Donc on prend l'épaisseur de dalle:

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

2- Dimensionnement

Calcul des aciers de la dalle

➤ Panneaux continus

• Selon Ix

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

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

Choix des aciers : 2HA8 totalisant 1.01 cm²

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

Plan de ferraillage (voir annexe 6)

- selon ly

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

$$\mu_{AB} = 0.186$$

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

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 cm^2

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

Plan de ferraillage (voir annexe 6)

➤ Panneaux isolés

- Selon lx

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

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

$$\mu_{AB} = 0.186$$

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

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 cm^2

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

Plan de ferraillage (voir annexe 6)

- selon ly

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

$$\mu_{AB} = 0.186$$

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

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 cm^2
 avec st = min(45 cm ; 4h_o) 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 cm^2
 avec st = min(33 cm ; 3h_o) 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 $st = \min(45 \text{ cm} ; 4h_o)$ $st = \min(45 \text{ cm} ; 4*16)$

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

$st = 45 \text{ cm}$

Plan de ferraillage (voir annexe 6)

II-PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

1- Pré dimensionnement des poutres

➤ poutre isostatique

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

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

$$d = 0.9h = 0.9*45 = 0.405 \text{ m}$$

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

$$0.3 * 0.405 \leq b_0 \leq 0.4 * 0.405$$

$$12.15 \leq b_0 \leq 16.2$$

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

➤ poutre hyperstatique

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

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

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

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

$$12.5 \leq b_0 \leq 16.2$$

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

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

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

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

➤ Fixons $a=15$ cm

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

$$Br \leq \frac{0.9 * \gamma b * Nu}{\alpha * fc 28}$$

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

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

$$\alpha = 0.46$$

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**

$$Br \leq \frac{0.9 * \gamma b * Nu}{\alpha * fc 28}$$

Combinaisons des charges

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

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

$$Br \leq \frac{0.9 * 1.5 * 0.07739}{0.42 * 25} \quad Br \leq 0.0099 \text{ m}^2 \quad \mathbf{Br \leq 99.5 \text{ cm}^2}$$

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

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

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	Permanentes					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

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

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

$$G_T = G_1 + G_2$$

$$G_T = 47.85 + 83.38$$

$$G_T = 131.23 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_1 + Q_2$$

$$Q_T = 8.525 + 12.79$$

$$Q_T = 21.32 \text{ KN}$$

Combinaisons des charges

$$Nu = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$Nu = 1.35 * 131.23 + 1.5 * 21.32$$

$$\underline{\text{Nu} = 209.14 \text{ kN}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{Nu}{qu}} \quad \text{nous avons } A \geq \sqrt{\frac{0.15}{0.15} * \frac{0.20914}{0.225}} \quad \text{d'où } A \geq 0.96 \text{ prenons donc } A = B = 1 \text{ m}$$

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

$h = 25\text{cm}$

4- Pré dimensionnement du poteau RDC

Fixons $\lambda = 70$

$$a \geq \frac{3.5lf}{\lambda} \quad a \geq \frac{3.5 * 0.7 * lo}{\lambda}$$

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

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

Prenons **a= 20 cm**

➤ **Détermination b**

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

$$Br \leq \frac{0.9 * \gamma b * Nu}{\alpha * fc 28}$$

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

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

$$\alpha = 0.4$$

Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

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

$$Br \leq \frac{0.9 * \gamma b * Nu}{\alpha * fc 28}$$

Descente de charge

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

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

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

Combinaisons des charges

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

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

$$Br \leq \frac{0.9 * 1.5 * 0.20617}{0.363 * 25} \quad Br \leq 0.03067 \text{ m}^2 \quad \text{Br} \leq 306.7 \text{ cm}^2$$

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

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

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 $e > \frac{L}{22.4}$

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

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

➤ 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)

$$g2 = 2.85 * 0.6 \quad g2 = 1.71 \text{ kN/ml}$$

- **Poids propre du revêtement (g3)**

$$g3 = 0.6 * 0.6 \quad g3 = 0.36 \text{ kN/ml}$$

$$G = g1 + g2 + g3 \quad G = 0.6 + 1.71 + 0.36 \quad \mathbf{G = 2.67 \text{ kN/ml}}$$

• **Charges d'exploitation(Q)**

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

b- Dimensionnement de la poutrelle

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

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

Schéma (voir annexe)

Combinaisons de charges(ELU)

$$Pu = 1.35 * G + 1.5 * Q \quad Pu = 1.35 * 2.67 + 1.5 * 0.9 \quad \mathbf{Pu = 4.9545 \text{ kN/ml}}$$

Moment ultime sollicitant la section(Mu)

$$Mu = \frac{PL^2}{8} \quad Mu = \frac{4.9545 * 4^2}{8} \quad \mathbf{Mu = 9.909 \text{ kN.m}}$$

Moment réduit

$$\mu u = \frac{Mu}{b0 * d^2 * fbu} \quad \text{Avec} \quad fbu = \frac{0.85 * fc28}{\theta * \gamma b} \quad fbu = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} \quad fbu = 14.17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu u = \frac{0.0099}{0.12 * 0.18^2 * 14.17} \quad \mu u = 0.1799 \quad \text{Or} \quad \mu ab = 0.186 \quad \mu ab > \mu u$$

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

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 0.2498 \quad \text{et} \quad z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.162$$

$$Ast = \frac{Mu}{z * fsu} = \frac{0.0099}{0.162 * 434.78} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Acier minimal

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_t 28}{f_e} \quad f_t 28 = 0.6 + 0.06 * f_c 28 = 2.1 MPa$$

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

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

$$A = 1.41 cm^2$$

Aciers longitudinaux

Soit 3HA8 et 1HA8 pour le montage

Aciers transversaux

$$\phi t \geq \phi l / 3 \Leftrightarrow \phi t = 6 mm$$

Disposition constructives

Coupe transversale (voir annexe)

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

$$ev = 12 - (2 * 2 + 3 * 0.8 + 2 * 0.6) \quad eh = 2.2 cm$$

$$ev = 20 - (2 * 2 + 2 * 0.8 + 2 * 0.6) \quad ev = 13.2 cm$$

eh > ϕ_l ok

ev > ϕ_l ok

2- Dimensionnement des poutres isostatiques

Descente de charge

Charge permanente G

❖ POIDS PROPRE POUTRE

$$P1 = 0.2 * 0.45 * 25 = 2.25 kN/ml$$

❖ POIDS PROPRE DALLE

$$P2 = L * 2.85 = 2.29 * 2.85 = 6.53 kN/ml$$

❖ REVETEMENT

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

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

Charge d'exploitation Q

Notons que nous avons assimilé le séjour à une chambre

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

Combinaison de charges

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

Moment ultime sollicitant la section(Mu)

$$Mu = \frac{PuL^2}{8} \quad Mu = \frac{19.48 * 4.55^2}{8} \quad \mathbf{Mu=50.41 \text{ kN.m}}$$

Moment réduit

$$\mu u = \frac{Mu}{b0 * d^2 * fbu} \quad \text{Avec} \quad fbu = \frac{0.85 * fc28}{\theta * \gamma b} \quad fbu = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5}$$

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

$$\mu u = \frac{0.05041}{0.20 * 0.405^2 * 14.17} = 0.108 \Leftrightarrow \text{Or} \quad \mu ab = 0.186 \Leftrightarrow \mu ab > \mu u$$

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

Calcul des aciers tendus

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

Aciers tendus

$$Ast = \frac{Mu}{z * fsu} = \frac{0.05041}{0.38 * 434.78} = 3.05 \text{ cm}^2$$

Acier minimal

$$A \text{ min} = 0.23 * b * d * \frac{f_t 28}{f_e}$$

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

Section d'aciérs longitudinaux

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

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

Choix des aciers longitudinaux

3HA12 totalisant 3.39 Cm²

Aacier de montage.

3HA8 totalisant 1.52Cm²

Aacier 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 ok

ev>\phi_l ok

Coupe longitudinale (voir annexe)

St0 (espacement initial)

$$St0 \leq \frac{0.9 * fsu * At}{(\tau_u - 0.3 * ft28) * b}$$

$$Vu = \frac{Pu * l}{2} = \frac{19.48 * 4.55}{2} = 44.32 \text{ kN}$$

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

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

$\tau_u < \tau_{ul}$ Ok

Vérification :

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

$$St_0 \leq \frac{0.56 * 500. 10^{-4}}{0.4 * 0.2} \Rightarrow St_0 \leq 35 \text{ cm}$$

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

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

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 $\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.225}{2.2} = 1.47 \text{ m} > 1.25$ $\frac{L_2}{L_3} = \frac{2.2}{1.825} = 1.2 \text{ m} > 0.8$

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

Poutre de l'axe G $\frac{L_1}{L_2} = \frac{3}{1.5} = 2 \text{ m} > 1.25$ $\frac{L_2}{L_3} = \frac{1.5}{3.25} = 0.46 \text{ m} < 0.8$

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 vérifier 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 a l'ELU

➤ **Poutre de l'axe H**

	Δ	Δ	Δ	Δ	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
P 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	$V_o = +\frac{p_1 \ell_1}{2} > 0$	$V_o = +\frac{p_2 \ell_2}{2} > 0$	$V_o = +\frac{p_3 \ell_3}{2} > 0$		E.2.2.3
	$V_o = -\frac{p_1 \ell_1}{2} < 0$	$V_o = -\frac{p_2 \ell_2}{2} < 0$	$V_o = -\frac{p_3 \ell_3}{2} < 0$		
Vmax	$+ \frac{p_1 \ell_1}{2} + \frac{ M_1 - 0}{\ell_1}$	$+ \frac{p_2 \ell_2}{2} + \frac{ M_2 - M_1 }{\ell_2}$	$+ \frac{p_3 \ell_3}{2} + \frac{0 - M_2 }{\ell_3}$		
	$- \frac{p_1 \ell_1}{2} + \frac{ M_1 - 0}{\ell_1}$	$- \frac{p_2 \ell_2}{2} + \frac{ M_2 - M_1 }{\ell_2}$	$- \frac{p_3 \ell_3}{2} + \frac{0 - M_2 }{\ell_3}$		
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
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.

$$\begin{aligned}
 M_u &= 28.32 \text{ kN.m} \\
 \mu_u &= \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.02832}{0.2 * 0.4050^2 * 14.17} = 0.06 \\
 \mu_{AB} &= 0.186 \\
 \mu_u < \mu_{AB} &\Leftrightarrow \text{Pivot A donc pas d'acier comprimé}
 \end{aligned}$$

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**

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

- **acier de montage**

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

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} \tau_u &< \tau_{ul} \quad 0 \text{ k} \\ \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \\ \phi_t &\leq \min(1.29; 2; 1) \\ \phi_t &= 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

Vérification

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

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

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

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

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

Détermination des armatures de chapeaux

Appuis intermédiaires

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.04432}{0.2 * 0.4050^2 * 14.17} = 0.095$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_u < \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A}$$

Calcul des aciers

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.13$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.405(1 - 0.4 * 0.089) = 0.38$$

$$z = 38 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.04432}{0.38 * 434.78} = 2.68 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 3HA12 totalisant 3.39 cm²

Plan de ferraillage (voir annexe 7)

Appuis de rive

$$M' = 0.15M_{max}$$

$$M_{max} = 44.32 \text{ kN.m}$$

$$M' = 0.15 * 62.09 = 6.65 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M'}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.00665}{0.2 * 0.4050^2 * 14.17} = 0.014$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_u < \mu_{AB} \Leftrightarrow \text{Pivot A}$$

Calcul des aciers

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.018$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.405(1 - 0.4 * 0.018) = 0.4$$

$$z = 40 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M'}{z \cdot f_{bu}} = \frac{0.00665}{0.4 * 434.78} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 3HA6 totalisant 0.85 cm²

Plan de ferraillage (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		
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

$$Nu = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$Nu = 1.35 * 145.693 + 1.5 * 21.32$$

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

Calcul des aciers

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

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

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

$$Asc \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma b} \right) * \frac{1}{fsu}$$

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

$$fsu = \frac{fe}{\gamma_s} \quad fsu = \frac{500}{1.15} \quad fsu = 434.78 \text{ Mpa}$$

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

Aciers minimal

$$Amin = \max(4u; 0.2\%B)$$

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

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

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

Choix des aciers

4HA12 totalisant 4.52 cm²

Aciers transversaux

$$\begin{aligned} \phi_t &\geq \frac{1}{3} \phi_l & \phi_t &\geq \frac{1}{3} * 1.2 & \phi_t &\geq 0.4 \text{ cm} \\ && 5mm &\leq \phi_t \leq 12 mm && \\ && &\phi_t = 6 \text{ mm} && \end{aligned}$$

Coupe transversale (voir annexe 8)

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

$$eh = ev = 20 - (2 * 2 + 2 * 1.2 + 2 * 0.2)$$

$$eh = ev = 12.4 \text{ cm}$$

eh>\phi_l ok

ev>\phi_l ok

Coupe longitudinale (voir annexe 8)

- Longueur de scellement

$$\frac{ls}{\phi l} = 44 \quad ls = 44 * \phi l \quad ls = 44 * 1.2 \quad ls = 42.8 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement

$$Lr = 0.6 * ls \quad lr = 0.6 * 52.8 \quad lr = 31.68 \text{ cm}$$

- 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**

$$St = \frac{At * fet}{m * \pi * \phi l * \tau su} \quad \tau su = 0.6 * \psi^2 * f_t 28 \quad \tau su = 0.6 * 1.2 * 2.1 \quad \tau su = 2.835$$

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

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

Nous allons mettre 4 cours d'aciels.

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

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

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

Pré dimensionnement de la semelle

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

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

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

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

➤ Vérification

Poids propre du potelet 1.4 m (Pp)

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

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

Poids propre de la semelle

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

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

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

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

$q_u' < q_u$ OK

Calcul des armatures

$$Ast \therefore A = Ast \therefore B = \frac{N_u'^*(A - a)}{8 * da * f_{bu}} \text{ or } \frac{A - a}{4} \leq da \leq (A - a) \Leftrightarrow$$

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

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

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 bâtiments en béton armé, les recherches effectuées 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 bâtiments.

V-REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Cours de Béton Armé, 2013- 2014

Cours de calculs de structures, 2013- 2014

ANNEXES