

## CALCUL DE STRUCTURES

Le calcul de structure est une partie délicate dans la construction des ouvrages en génie civil car sa stabilité et sa longévité en dépendent.

### I- CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME

Dans cette partie il sera question pour nous de déterminer manuellement le ferraillage à donner à un élément de structure afin que ce dernier puisse en toute sécurité reprendre les efforts qui lui sont transmis.

Les calculs se feront à l'ELU (Etat Limite Ultime) et les vérifications à l'ELS (Etat Limite de Service)

**Dans ce projet nous dimensionnerons :**

- La poutre
- La longrine
- Le poteau
- La semelle
- L'escalier
- la poutrelle

**Le principe de calcul obéira à la procédure ci-après :**

- Pré – dimensionnement ;
- Surface d'influence (poutre, chainage, longrine, poteau, poutrelle)
- Descente de charge
- Schéma mécanique (poutre, longrine, chainage, poutrelle)
- Calcul des sollicitations
- Calcul de la section d'acier
- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant et vérification à l'ELS
- Schéma de ferraillage

#### I.1- hypothèses de calcul

##### I.1.1 Caractéristiques des matériaux à considérer

### I.1.1.1 Le Béton

- La résistance caractéristique requise du béton à la compression à l'âge de 28 jours est  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Le coefficient de sécurité du béton sera égal à  $\gamma_b = 1,5$  ;
- La durée d'application des charges est supérieure à 24 heures, d'où  $\theta = 1$  ;
- Plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours  $\beta = 1,10$  ;
- Diamètre du plus gros granulat 25mm.

### I.1.1.2 L'Acier

Les aciers utilisés seront :

- Les hautes adhérences de nuance Fe E 400 ;
- Les ronds lisses de nuance Fe E 235 ;
- Le coefficient de sécurité des aciers pris dans le cas général est  $\gamma_s = 1,15$  ;
- Le module de YOUNG est  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$  ;
- Enrobage 5cm pour semelle, et 3 cm pour le reste ;
- Fissuration Préjudiciable pour les semelles et peu préjudiciable pour le reste.

### I.1.1.3 Le sol

la contrainte admissible du sol vaut 2 bars

## I.1.2 Normes utilisées

Les normes que nous utiliserons dans cette partie sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Normes utilisées

N°	DESIGNATION	REGLE DE CALCUL
1	Béton armé	EUROCODE II, BAEL 91/99
2	Maçonnerie	DTU 20,1
3	Fondations	DTU 13,11 et 13,12
4	Charges permanentes	NF P 06-004
5	Charges d'exploitation	NF P 06-001

## I.1.3 Inventaire des charges

### I.1.3.1 Charges permanentes

Les charges permanentes à considérer lors de la descente de charge sont extraites de la norme NF P 06-004 et sont consignées dans le tableau ci-après

Tableau III.2 : Charges permanentes

Charges permanentes	daN/m <sup>2</sup>	daN/m <sup>3</sup>
Béton Armé		2500
Contre-plaqué par cm d'épaisseur	5	-
Chappe de mortier de ciment épaisseur 3cm	66	-
Plancher à poutrelle avec entrevois en béton (16 + 4)	285	-
Enduit sous dalle	27	
Carrelage gr�s céramique avec mortier de pose (1mm épaisseur)	22	-
Maçonnerie en agglomérés sans enduit <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Mur de 15 cm</li> <li>▪ Mur de 20 cm</li> </ul>	200 270	-
Aluminium 8/10 y compris voligeage et tasseaux	17	-
Liteaux en sapin	3	-
Charpente (ferme, panne, chevron)	60	
Carreaux en faience	18	
Enduit au mortier de liant hydraulique sur 2 faces 18daN/m2×FACES	36	

### I.1.3.2 Charges d'exploitation

Elles sont conform es   la norme **NF P 06-001** et sont consignées dans le tableau

Tableau III.3 : Charges d'exploitation

Charges d'exploitation	daN/m <sup>2</sup>
balcons	350
logements	250
Chambre individuelle	250
Escalier	500

## DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

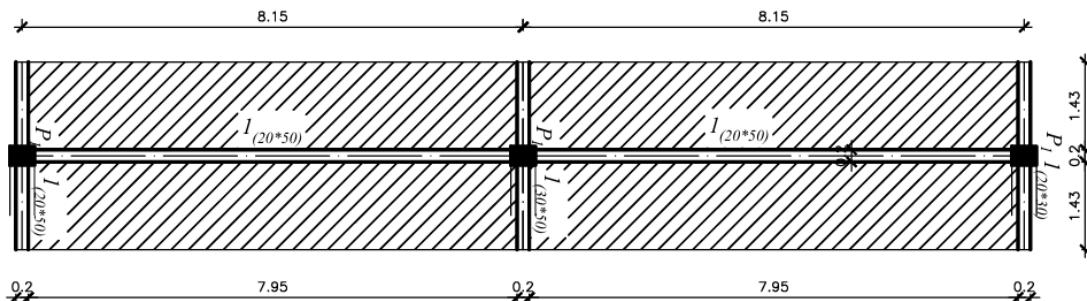
ici nous nous intéresserons au dimensionnement des éléments du bâtiment B1 car ses éléments porteurs les plus sollicités sont identiques à ceux du bâtiment 2 et ces 2 éléments sont les plus sollicités

### I. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE

ETAGES	SECTION (cm <sup>2</sup> )	PORTEE (m)
ETAGE 2	20*50	
ETAGE 1	20*50	
RDC	20*50	

1. Dimensionnement de la poutre file B

➤ **Surface de reprise**

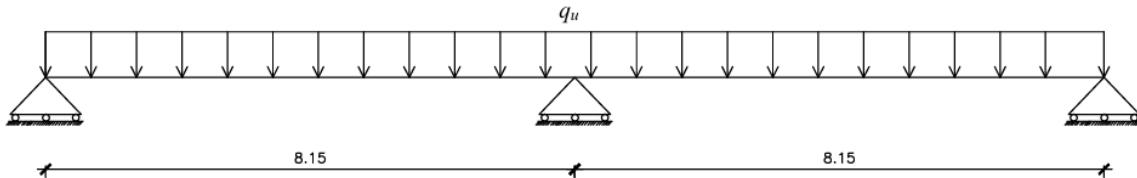


➤ **Descente de charges**

	ÉLEMENTS		POIDS PAR MÈTRE LINAIRE (daN/ml)
CHARGES PERMANENTES	Poids propre de la poutre	0.2*0.5*2500	250
	Poids propre de la dalle	2.75* 285	783.75
	Poids propre du carrelage	2.75*88	242
	Poids propre de l'enduit sur mur	2.8*36	100.8
	Poids propre de l'enduit sur la dalle	2.75*27	74.25
	Poids propre du mur en parpaings de 15	2.8*2*200	1120
	$G = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 2570.8 \text{ daN/ml}$		

<b>CHARGES D'EXPLOITATION</b>	Surface d'exploitation salle de conférence	250daN/m <sup>2</sup>	$Q_1 = 2.75 * 250 = 687.5$
	$Q = Q_1 = 687.5 \text{ daN/ml}$		
<b>COMBINAISON D'ACTIONS</b>	<i>A l'E.L. S</i>	$P_{ser} = G + Q = 3258.3 \text{ daN/ml}$	
	<i>A l'E.L. U</i>	$P_u = 1.35G + 1.5Q = 4501.83 \text{ daN/ml}$	

➤ Schéma mécanique



➤ Vérification de la méthode à utiliser

- Rapport des portées

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{8.15}{8.15} = 1 \in [0.18, 1.25]$$

- Fissuration peu nuisible
- Inertie de la poutre constante

Nous allons donc utiliser **LA METHODE FORFAITAIRE**

**1) Calcul du moment isostatique en travée (à l'ELU)**

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{4501.83 * 8.15^2}{8} = \underline{\underline{37377.85 \text{ daN.m}}}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{4501.83 * 8.15^2}{8} = \underline{\underline{31377.85 \text{ daN.m}}}$$

**2) Moment sur appuis intermédiaire**

$M_a = \max\{0.6M_{01}; 0.6M_{02}\}$

$$= 0.6 * 37377.85$$

**M<sub>a</sub>= 22426daN.m**

### 3) Calcul des moments en travées

Puisque les travées 1 et 2 sont des travées de rive, on a :

$$M_{tl} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}; \sup \left( (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g + M_d}{2}; 1.05M_0 - \frac{M_g + M_d}{2} \right) \right]$$

$$M_{tl} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3*0.133)37377.85}{2}; \sup \left( (1 + 0.3 * 0.133)37377.85 - \frac{0+22426.71}{2}; 1.05(37377.85) - \frac{0+22426.71}{2} \right) \right]$$

$$M_{tl} \geq \max [23172.398; \sup(38869.22 - 11213.355; 39246.74 - 11213.355)]$$

$$M_{tl} \geq \max [21049.12; \sup(27655.87; 28033.385)]$$

**M<sub>tl</sub>=28033.385daN.m**

Par analogie, **M<sub>t2</sub>= 28033.385daN.m**

#### ➤ Calcul des efforts tranchants

$$T_1 = \frac{M_g - M_d}{2} + \frac{P_U l}{2}$$

**T<sub>1</sub>= 15593.21daN**

$$T_2 = \frac{M_g - M_d}{2} - \frac{P_U l}{2}$$

$$T_2 = \frac{0-22426.71}{8.15} - \frac{4501.83*8.15}{2}$$

**T<sub>2</sub>= -21096.70daN**

### 4) Calcul du moment en travée à l'ELS

#### a) Moment isostatique en travée

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{P_{ser}l^2}{8} = \frac{3258.3*8.15^2}{8} = \underline{\underline{27053.05daN.m}}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{P_{ser}l^2}{8} = \underline{\underline{27053.05daN.m}}$$

**b) Calcul du moment en appui intermédiaire**

$$M_B = \max \{0.6M_{01}; 0.6M_{02}\}$$

$$= 0.6 * 27053.05$$

**M<sub>B</sub>=16231.83daN.m**

**c) Calcul des moments en travées**

$$M_{tl} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}; \sup \left( (1+0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g+M_d}{2}; 1.05M_0 - \frac{M_g+M_d}{2} \right) \right]$$

$$M_{tl} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3*0.133)27053.05}{2}; \sup \left( (1+0.3 * 0.133)27053.05 - \frac{0+16231.83}{2}; 1.05 * 27053.05 - \frac{0+16231.83}{2} \right) \right]$$

$$M_{tl} \geq \max [16771.53; \sup(20016.55; 20289.78)]$$

**M<sub>tl</sub>>20289.78daN.m**

**d) Calcul des efforts tranchants**

$$T_1 = \frac{M_g - M_d}{l} + \frac{P_{ser} \times l}{2}$$

$$T_1 = \frac{0 - 16231.83}{8.15} + \frac{4501.83 * 8.15}{2}$$

**T<sub>1</sub>=16353.42daN**

$$T_2 = \frac{M_g - M_d}{l} - \frac{P_{ser} \times l}{2}$$

$$T_2 = \frac{0 - 16231.83}{8.15} - \frac{4501.83 * 8.15}{2}$$

**T<sub>2</sub>=-20336.59daN**

On retient **M<sub>U</sub>=28033.385daN.m** et **M<sub>SER</sub>= 20289.78daN.m** en travée

**M<sub>u</sub>= 22426daN.m et M<sub>ser</sub>= 16231.83daN.m en appuis**

### **Calcul de la section d'armatures en travée**

➤ **Détermination de la contrainte de calcul dans le béton**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17$$

➤ **Moment réduit ultime**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{28033.385 * 10^6}{200 * 450^2 * 14.17 * 10^2} = 0.288$$

$$\mu_u \geq 0.186$$

➤ **Calcul du paramètre de déformation limite**

$$\alpha l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \quad \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

$$\alpha l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \quad \text{avec } \gamma = 1,38$$

➤ **Calcul du moment réduit limite**

$$U_{lim} = 0.8 \alpha l (1 - 0.4 \alpha l)$$

$$= 0,8 \times 0,44 (1 - 0,4 \times 0,44)$$

$$= 0,307$$

- $0,186 < U_u < U_{lim}$  nous sommes au pivot B sans armatures comprimées

➤ **Calcul du paramètre de déformation**

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

$$= 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,288} \right)$$

$$= 0,436$$

➤ **Calcul du bras de levier**

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 450(1 - 0,4 \times 0,436)$$

$$= 371.52$$

➤ **Calcul de fsu**

$$f_{su} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826$$

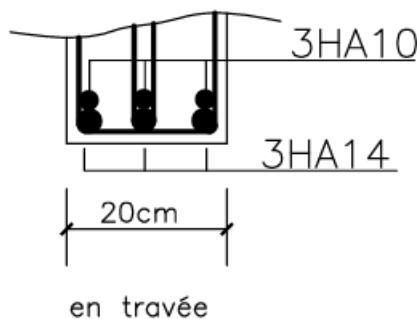
➤ **calcul de la section d'armatures en travée**

$$A_{st} = \frac{Mu}{fsu \times Z}$$

$$A_{st} = \frac{28033,385 \times 10^6 \times 10^{-2}}{347,826 \times 371.53} = 6.22 \text{ cm}^2$$

choix dans l'abaque : 3HA10+3HA14 soit  $6.97 \text{ cm}^2$

schéma de ferraillage



### Calcul de la section d'armatures en appuis

➤ Détermination de la contrainte de calcul dans le béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17$$

➤ Moment réduit ultime

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22426 * 10^6}{200 * 450^2 * 14.17 * 10^2} = 0.250$$

$$\mu_u \geq 0.186 \quad \text{nous sommes au pivot B}$$

➤ Calcul du paramètre de déformation limite

$$\alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \quad \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

$$\alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \quad \text{avec } \gamma = 1,41$$

➤ Calcul du moment réduit limite

$$U_{lim} = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$= 0.8 \times 0.455 (1 - 0.4 \times 0.455)$$

$$= 0.31$$

- $0.186 < U_u < U_{lim}$  nous sommes au pivot B sans armatures comprimées

➤ Calcul du paramètre de déformation

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

$$=1,25(1-\sqrt{1-2\times 0,250})$$

$$=0.366$$

➤ **Calcul du bras de levier**

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 450(1 - 0,4 \times 0,366)$$

$$= 384.12$$

➤ **Calcul de fsu**

$$f_{su} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826$$

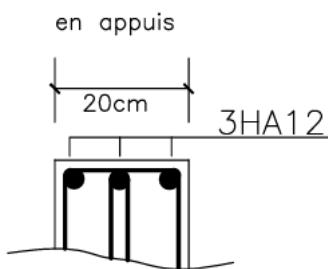
➤ **Calcul de la section d'armatures en appui**

$$A_{st} = \frac{Mu}{fsu \times Z}$$

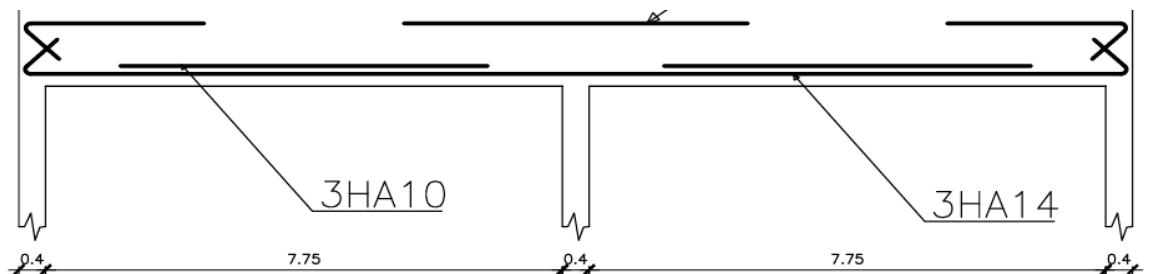
$$A_{st} = \frac{22426 \times 10^6 \times 10^{-2}}{347,826 \times 384.12} = 3,02 \text{ cm}^2$$

**choix dans l'abaque :3HA12 soit 3.39cm<sup>2</sup>**

**Schéma mécanique**

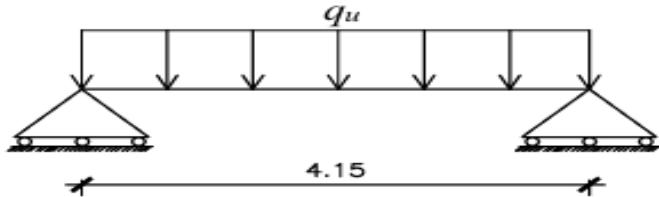


Ferraillage longitudinal de la poutre



## II. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRELLE

1) Schéma mécanique



En considérant la largeur de la poutrelle égale à 0.6m, on a :

	ÉLEMENTS		POIDS PAR METRE LINEAIRE (daN/ml)
<b>CHARGES PERMANANTES</b>	Poids propre de la dalle	0.6* 285	171
	Poids propre du carrelage	20.6*88	52.8
	Poids propre de l'enduit sur la dalle	0.6*27	16.2
	<b>G = P<sub>1</sub> + P<sub>2</sub> + P<sub>3</sub> = 240daN/ml</b>		
<b>CHARGES D'EXPLOITATION</b>	Surface d'exploitation salle de conférence	1.5KN/m <sup>2</sup>	Q <sub>1</sub> = 0.6 * 250 = 150
	<b>Q = Q<sub>1</sub> = 150daN/ml</b>		
<b>COMBINAISON D'ACTIONS</b>	A l'E.L. S	P <sub>ser</sub> = G + Q = 390daN/ml	
	A l'E.L. U	P <sub>u</sub> = 1.35G + 1.5Q = 549daN/ml	

2) Calcul des sollicitations à l'ELU :

- **Détermination du moment maximal en travée**

$$M_u = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{549*4.15^2}{8} = 1168.978\text{daN.m}$$

3) Détermination de la section d'armature en travée

**L'axe neutre se trouvant dans la table de compression, le dimensionnement va s'effectuer comme celui d'une poutre rectangulaire de section 16\* 60cm<sup>2</sup>**

- **Calcul du moment réduit ultime**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1168.978*10^2*10^6}{600*144^2*14.17} = 0.066$$

$\mu_u \leq 0.186$  donc nous sommes au pivot

- **Déformation de l'acier**

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

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.066})$$

**$\alpha_u = 0.0854$**

- **Bras de levier**

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 144(1 - 0.4 * 0.0854)$$

**$Z = 139.08\text{m}$**

- **paramètre de déformation**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826$$

- **Section d'armatures**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} \leftrightarrow A_{st} = \frac{1168.978 * 10^6}{139.08 * 347.826 * 10^2}$$

**$A_{st} = 241.646\text{mm}^2$**

- **choix dans l'abbaque**
- **vérification de la condition de non fragilité**

Section d'armatures minimale

$$A_{min} = 0.26 * f \frac{bd}{f_e} \leftrightarrow A_{min} = 0.26 * 2.1 * \frac{600 * 180}{400}$$

**$A_{min} = 147.42\text{mm}^2$**

**$A_{min} \leq A_{st}$  donc la condition de non fragilité est vérifiée**

4) Détermination de la section d'armatures transversale

Soit  $\phi t$  le diamètre de l'armature transversale on a :

$\phi t \leq \min(h/35, b/10, \theta_1)$ , on choisit  $\phi = 6\text{mm}$  qui donne une section d'armatures  $AT = 2\phi t$

SOIT  $56\text{mm}^2$

**Calcul de l'espacement**

$st \leq \frac{\pi d^2 f_{cy}}{2 \times 0.4 \times b_0}$ , pour des raisons de sécurité, nous prendrons  $st = 20\text{cm}$

5) **Section d'armatures dans la table**

Il faut une section d'acier minimale pour éviter ou limiter le retrait du béton dans la table

- **Aciers porteurs** :  $A_p = \frac{b}{125} = \frac{60}{125} = 0.48 \text{ cm}^2$  soit
- **Aciers de répartition** :  $A_{\text{répartition}} =$

### III. DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER

#### Hypothèses de calcul

☞  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_b = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$

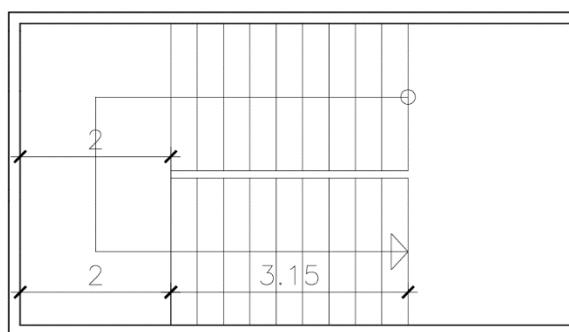
☞ Les volées d'escalier reposent simplement sur les appuis

☞ Poids volumique du béton =  $25 \text{ KN/m}^3$

☞ Enrobage =  $3 \text{ cm}$

On a :

- Huteur à franchir  $320 \text{ cm}$  ( $H$ )
- Hauteur de contre marche  $h = 16 \text{ cm}$
- Giron  $G = 30 \text{ cm}$ ,  $2h + G = 2(16) + 90 = 62 \text{ cm}$  [60;64] ok
- Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{320}{16} = 20$
- Inclinaison de la volée par rapport à l'horizontale  
 $\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{h}{G} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{16}{30} \right) = 28.07^\circ$
- Epaisseur de la paillasse :  $e_p = 16 \text{ cm}$
- Hauteur moyenne :
- $e = e_p + \frac{h}{2} = 16 + \frac{16}{2} \leftrightarrow e = 24 \text{ cm}$
- Epaisseur de l'enduit sur la paillasse :  $1 \text{ cm}$
- Epaisseur de l'enduit sur le palier :  $2 \text{ cm}$



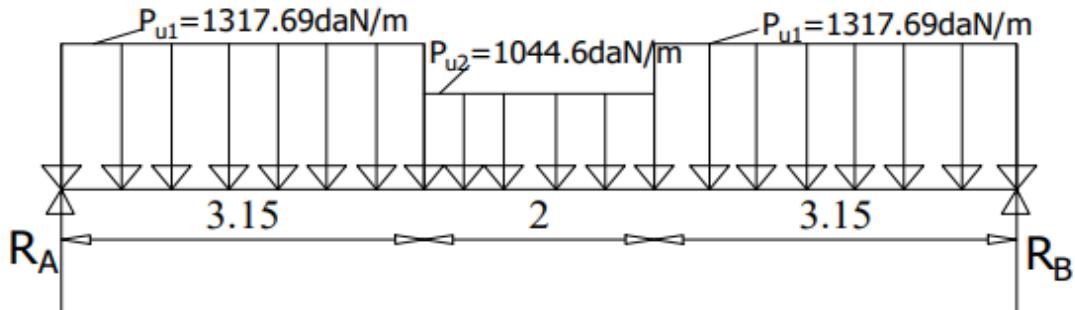
#### 1) Descente de charges

DESCENTE DE CHARGES SUR LA VOLEE			
	ÉLEMENTS	POIDS SURFACIQUE OU VOLUMIQUE	POIDS (daN)
CHARGES PERMANENTES	Poids de la paillasse	2500daN/m <sup>3</sup>	$P_1 = \left( \frac{e}{\cos\alpha} \right) * 2500 \\ = \left( \frac{0.16}{\cos 28.07} \right) * 2500 = 453.32$
	Poids de l'enduit	2000daN/m <sup>2</sup>	$P_2 = \left( \frac{e}{\cos\alpha} \right) * 1 * 2000 \\ = \left( \frac{0.01}{\cos 28.07} \right) * 1 * 2000 = 22.67$
	Poids de la marche en béton	2500dN/m <sup>3</sup>	$P_3 = \frac{h}{2} * 1.2 * 25 * 9 = \frac{0.16}{2} * 2500 = 200$
	Poids de la contre marche	2500daN/m <sup>2</sup>	$P_4 = \frac{h}{2} * 2500 = \frac{0.16}{2} * 2500 = 200$
	$G = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 698.29 \text{ daN/m}$		
CHARGES D'EXPLOITATION	Circulation	250daN/m <sup>2</sup>	$Q_1 = 250 * 1 = 250 \text{ daN/m}$
	$Q = Q_1 = 250 \text{ daN/m}$		
COMBINAISON D'ACTIONS	A l'E.L. S	$P_{ser} = G + Q = 948.29 \text{ daN/m}$	
	A l'E.L. U	$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1317.69 \text{ daN/ml}$	

DESCENTE DE CHARGES SUR LE PALIER			
	ÉLEMENTS	POIDS SURFACIQUE OU VOLUMIQUE	POIDS (daN)
CHARGES PERMANENTES	Poids du palier de repos	2500daN/m <sup>3</sup>	$P_1 = 0.16 * 1 * 2500 = 400$
	Poids de l'enduit	2000daN/m <sup>2</sup>	$P_2 = 0.022 * 2000 = 40$
	Poids de la marche	2800daN/m <sup>2</sup>	$P_4 = 0.02 * 2800 = 56$
	$G = P_1 + P_2 + P_3 = 496 \text{ daN}$		
CHARGES D'EXPLOITATION	Circulation	250daN/m <sup>2</sup>	$Q = 1 * 250 = 250$
	$Q = 250 \text{ daN}$		

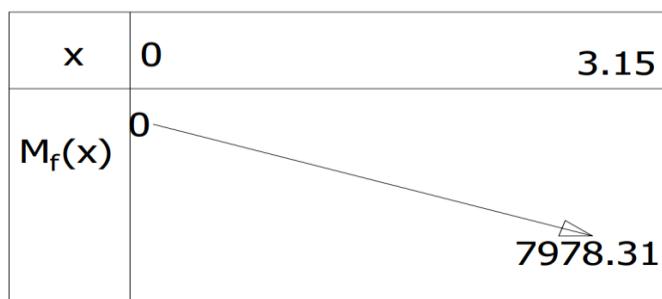
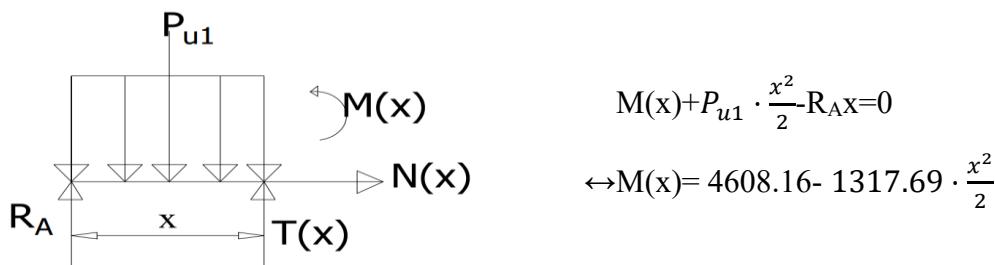
<b>COMBINAISON D'ACTIONS</b>	<i>A l'E.L. S</i>	$P_{ser}=G+Q = \mathbf{746daN/ml}$
	<i>A l'E.L. U</i>	$P_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{1044.6daN/ml}$

## 2) Schéma mécanique

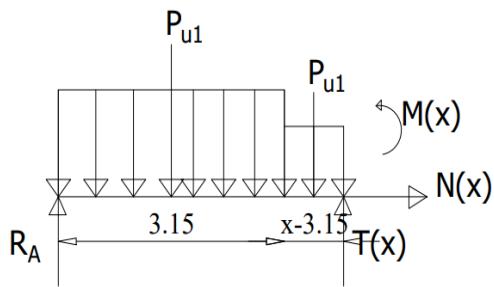


$$R_A = R_B = 4608.16 \text{ daN/m}$$

- Coupure1 :



- Coupure 2 :



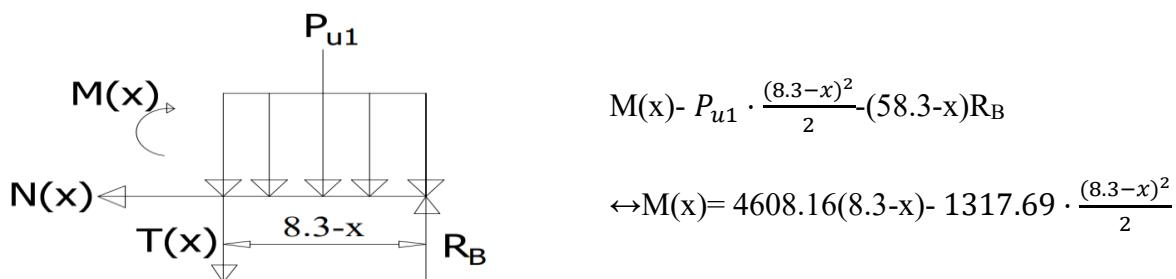
$$M(x) + P_{u2} \cdot \frac{(x-3.15)^2}{2} + P_{u1}(3.15)(x - 1.575) - xR_A = 0$$

$$\leftrightarrow M(x) = 1044.6 \cdot \frac{(x-3.15)^2}{2} + 4150.7235(x - 1.575) - 4608.16x = 0$$

$$\leftrightarrow M(x) = 4608.16x - 1044.6 \frac{(x-3.15)^2}{2} - 4150.7235(x - 1.575)$$

x	3.15	5.15
M <sub>f</sub> (x)	7978.31	6803.99

- **Coupe 3 :**



x	5.15	8.3
M <sub>f</sub> (x)	7978.31	0

### 3) Déterminons la section armatures

- ✓ Contrainte de calcul dans le béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.17$$

✓ **Calcul du moment réduit ultime**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7978.315 * 10^6}{240^2 * 14.17 * 10^2 * 1000} = 0.097$$

$$\mu_u = 0.097$$

$\mu_u \leq 0.186$  alors nous sommes au pivot A

✓ **Calcul du paramètre de déformation**

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

$$\underline{\alpha}_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.097})$$

**$\alpha_u = 0.128$**

✓ **Bras de levier**

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 180(1 - 0.4 * 0.128)$$

**Z= 227.712cm**

✓ **Section d'armatures**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \leftrightarrow A_{st} = \frac{7978.31 * 10^6}{227.712 * 347.828 * 10^2} = 10.07$$

**A<sub>st</sub>=10.07cm**

4) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.26 f_{tk} \cdot \frac{bd}{f_e} \leftrightarrow A_{min} = 0.26 * 2.1 * \frac{1000 * 240}{400}$$
  

$$\leftrightarrow \underline{\underline{A_{min}= 3.27 \text{cm}^2}}$$

$A_{smin} < A_{st}$  alors la condition de non fragilité est vérifiée

**5) Calcul des armatures chapeau**

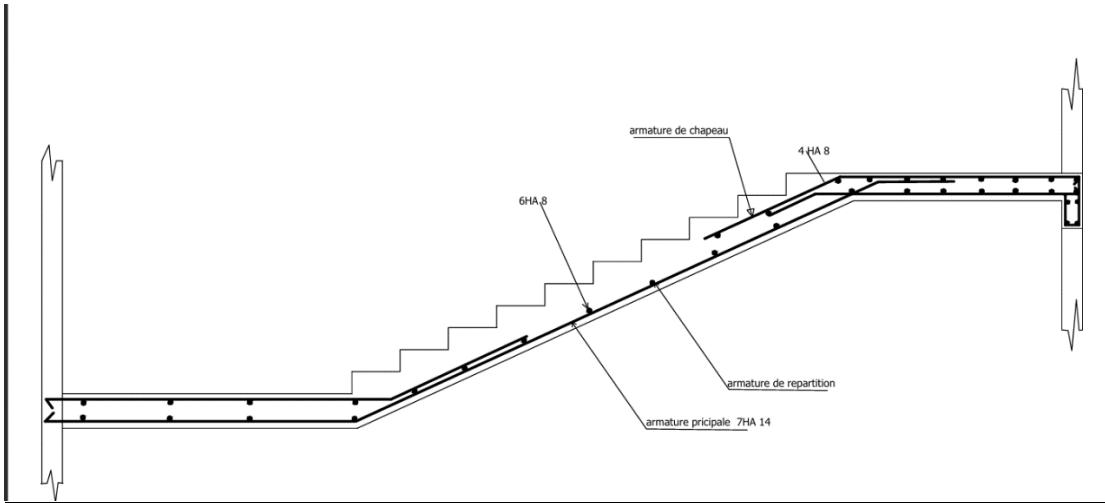
$$A_s = 0.15 A_{st} \leftrightarrow A_s = 0.15 * 10.07$$

$$\leftrightarrow \underline{\underline{A_s=1.5105 \text{cm}^2 \text{ soit}}}$$

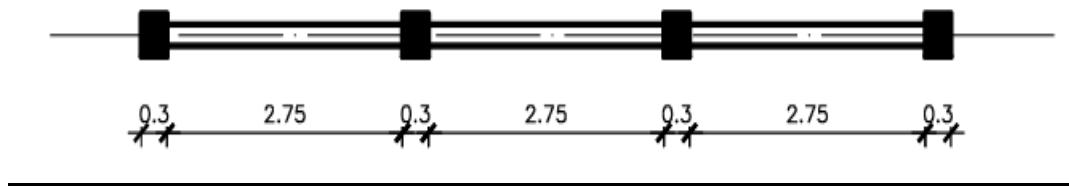
**6) Calcul des armatures de répartition**

$$A_s = A_{st}/4 = 10.07/4 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

### SCHEMA DE FERRAILLAGE



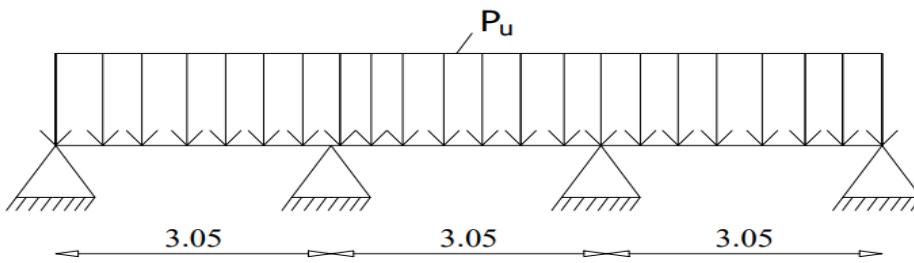
### IV. DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE SUR LA LONGRINE



	ÉLEMENTS	POIDS SURFACIQUE OU VOLUMIQUE	POIDS PAR MÈTRE LINÉAIRE (daN/ml)
CHARGES PERMANANTES	Poids propre de la longrine	0.2*0.2* 2500	100
	Poids propre du mur en parpaings	20.8*200	560
	Poids propre de l'enduit	2.8*36	100.8
	$G = P_1 + P_2 + P_3 = 760.8 \text{ daN/ml}$		

<b>CHARGES D'EXPLOITATION</b>	Surface d'exploitation salle de conférence	0KN/m <sup>2</sup>	Q <sub>1</sub> = 0
	$Q = Q_1 = 0 \text{dAN/ml}$		
<b>COMBINAISON D'ACTIONS</b>	A l'E.L. S	P <sub>ser</sub> = G = 760.8dAN/ml	
	A l'E.L. U	P <sub>u</sub> = 1.35G = 1027.08dAN/ml	

Schéma mécanique



$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.05}{3.05} = 1 ; \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.05}{3.05} = 1 \text{ alors la méthode forfaitaire est applicable}$$

### 1) Calcul des moments isostatiques en travée

✓ A l'ELU

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{1027.08 * 3.05^2}{8} = \underline{\underline{1194.30 \text{dAN.m}}}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{1027.08 * 8.15^2}{8} = \underline{\underline{1194.30 \text{dAN.m}}}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{03} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{1027.08 * 8.15^2}{8} = \underline{\underline{1194.30 \text{dAN.m}}}$$

### Calcul des moments en appui

$$M_A = M_D = 0 \text{dAN.m}$$

$$M_B = 0.5M_0 = 0.5 * 1194.30 = \underline{\underline{597.15 \text{dAN.m}}}$$

$$M_C = 0.5M_0 = 0.5 * 1194.30 = \underline{\underline{597.15 \text{dAN.m}}}$$

### 2) Calcul des moments en travée

$$M_{AB} \geq \max \left[ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}; \sup \left( (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g + M_d}{2}; 1.05M_0 - \frac{M_g + M_d}{2} \right) \right]$$

$$M_{tAB} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3)1194.30}{2}; \sup \left( (1+0.3)1194.30 - \frac{0+597.15}{2}; 1.051194.30 - \frac{0+597.15}{2} \right) \right]$$

$$M_{tAB} \geq \max [776.295; \sup(1254.015; 955.44)]$$

**M<sub>tAB</sub>=1254.015daN.m**

$$M_{tBC} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3)1194.30}{2}; \sup \left( (1+0.3)1194.30 - \frac{597.15+597.15}{2}; 1.051194.30 - \frac{597.15+597.15}{2} \right) \right]$$

$$M_{tBC} \geq \max [776.295; \sup(959.34; 656.865)]$$

**M<sub>tBC</sub>= 959.34daN.m**

**M<sub>tCD</sub>= 1254.015daN.m**

✓ A L'ELS

- **Calcul des moments isostatiques en travée**

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{P_{ser}l^2}{8} = \frac{760.8*3.05^2}{8} = 884.667 \text{ daN.ml}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{P_{ser}l^2}{8} = \frac{760.8*3.05^2}{8} = 884.667 \text{ daN.ml}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{03} = \frac{P_{ser}l^2}{8} = \frac{760.8*3.05^2}{8} = 884.667 \text{ daN.ml}$$

- **Calcul des moments en appuis**

**M<sub>A</sub>=M<sub>D</sub>=0daN.m**

$$M_B = M_C = 0.6M_0 = 0.6 * 884.667$$

**M<sub>B</sub>=M<sub>C</sub>= 530.8daN.m**

- **Calculs des moments en travée**

$$M_{AB} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}; \sup \left( (1+0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g+M_d}{2}; 1.05M_0 - \frac{M_g+M_d}{2} \right) \right]$$

$$M_{AB} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3\alpha)884.667}{2}; \sup \left( (1+0.3)884.667 - \frac{0+530.8}{2}; 1.05 * 884.667 - \frac{0+530.8}{2} \right) \right]$$

$$M_{tAB} \geq \max [575.03; \sup(884.667; 663.5)]$$

**M<sub>tAB</sub>=884.667daN.m**

$$M_{tBC} \geq \max \left[ \frac{(1.2+0.3)}{2} 884.667; \sup \left( (1 + 0.3)884.667 - \frac{530.8+530.8}{2}; 1.05 * 884.667 - \frac{530.8+530.8}{2} \right) \right]$$

$$M_{tBC} \geq \max [575.03; \sup(620.067; 398.90)]$$

**M<sub>tBC</sub>= 620.067daN.m**

**M<sub>CD</sub>= 884.767daN.m**

**1) Détermination de la section d'armature en travée**

✓ **Contrainte de calcul dans le béton**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.17$$

➤ **Calcul du moment réduit ultime**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1254.015 * 10^6}{200 * 180^2 * 14.17 * 10^2} = 0.137$$

$$\mu_u = 0.137$$

$\mu_u \leq 0.186$  alors nous sommes au pivot A

✓ **Calcul du paramètre de déformation**

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

$$\underline{\alpha}_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.137} \right)$$

**$\alpha_u = 0.185$**

✓ **Calcul du Bras de levier**

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 180(1 - 0.4 * 0.185)$$

**Z= 166.68cm**

✓ **Calcul de  $\sigma_{st}$**

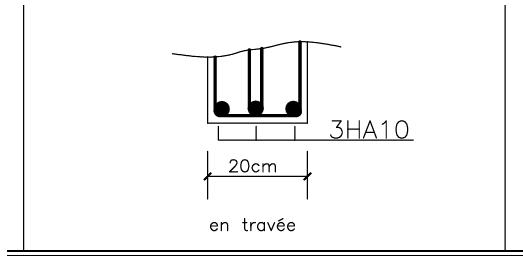
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826$$

✓ **calcul de la Section d'armatures en travée**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \leftrightarrow A_{st} = \frac{1254.015 * 10^6}{166.68 * 347.826 * 10^2} = 215.78$$

$A_{st}=215.78 \text{ mm}^2$  soit  $2.15 \text{ cm}^2$

choix dans l'abaque : 3HA10 soit  $2.35 \text{ cm}^2$



### Détermination de la section d'armatures en appui

#### ✓ Contrainte de calcul dans le béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.17$$

#### ➤ Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{597.15 * 10^6}{200 * 180^2 * 14.17 * 10^2} = 0.06$$

$$\mu_u = 0.06$$

$\mu_u \leq 0.186$  alors nous sommes au pivot A

#### ✓ Calcul du paramètre de déformation

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

$$\underline{\alpha}_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.06})$$

$$\underline{\alpha}_u = 0.077$$

#### ✓ Calcul du Bras de levier

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 180(1 - 0.4 * 0.077)$$

$$Z = 174.46 \text{ cm}$$

#### ✓ Calcul de $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826$$

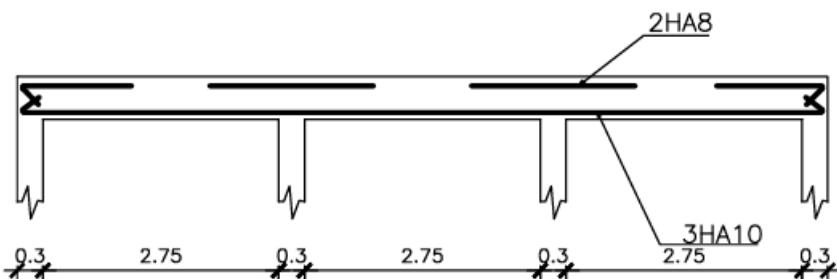
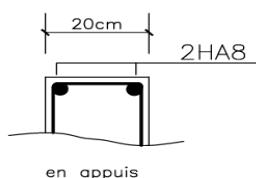
### ✓ Calcul de la Section d'armatures en appuis

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \leftrightarrow A_{st} = \frac{597.15 * 10^6}{174.66 * 347.826 * 10^2} = 98.29 \text{ mm}^2$$

$$A_{st}=98.29\text{mm}^2$$

**A<sub>st</sub>=98.29mm<sup>2</sup> soit 0.9829 cm<sup>2</sup>**

**choix dans l'abaque : 2HA8 soit 1 cm<sup>2</sup>**



## V. DIMENSIONNEMENTS DES POTEAUX

### 1) Descente de charges

	2.475
1.475	
2.475	2.475

Poids propre du poteau	0.4	0.3	2.7	-	25	-	8.10	-
Ferme	-	1.17	-	-	23.53	-	27.53	-
Couverture tole	-	0.6	-	-	23.53	-	14.118	-
Support au plafond	-	0.3	-	-	23.53	-	7.059	-
Chainage	0.15	0.2	1.375	-	25	-	1.03	-
Charge variable	-	1	-	-	23.53	-	-	23.53
<b>TOTAL</b>							57.84	23.53
<b>Combinaison d'action</b>	<b>ELS (Nser = G+Q) Nser =81.37 KN</b>						<b>ELU (Nu =1.35G+1.5Q) Nu=113.38 KN</b>	
<b>ETAGE 1</b>								
Poids propre du poteau	0.2	0.2	2.7	-	25	-	8.48	-
Poids propre de la poutre	0.56	0.03	0.185	-	25	-	20.68	-
Poids propre de la dalle	-	2.85			14.98	-	42.69	-
Poids propre de la chape	-	0.66	-		16.76	-	11.061	-
Enduit sous dalle	-	0.27	-	-	14.98	-	4.04	-
Poids propre des murs	-	2	2.7	-	1.35	-	7.29	-
Enduit en mortier	-	0.36	2.7	-	1.35	-	1.312	-
Charge variable	-	2.5	-	-	16.76	-	-	41.9
<b>TOTAL</b>							153.39	41.9
<b>Combinaison d'action</b>	<b>ELS (Nser = G+Q) Nser =233.9 KN</b>						<b>ELU (Nu =1.35G+1.5Q) Nu=269.92 KN</b>	
<b>REZ DE CHAUSSE</b>								
Poids propre du poteau	0.2	0.2	2.7	-	25	-	84.9	-
Poids propre de la poutre	0.28	0.135		0.1325	25	-	30.68	-
Enduit sous dalle		0.27			10.76	-	2.905	-
Chape	-	0.66	-	-	12.22	-	8.065	-
Charges d'exploitation	-	2.5	-	-	12.22	-	-	30.55
<b>TOTAL</b>							225.25	30.55
<b>Combinaison d'action</b>	<b>ELS (Nser = G+Q) Nser =255.8KN</b>						<b>ELU (Nu =1.35G+1.5Q) Nu=349.91 KN</b>	

CHARGES
---------

Etage2	Nser =81.37 KN	Nu=113.38 KN
Etage1	Nser =233.9 KN	Nu=269.92 KN
RDC	Nser =255.8KN	Nu=349.91 KN

### DIMENSIONNEMENT

<b>Note de calcul de la section d'armature</b>			
<b>Poteau étage 2 :</b>			
Section du béton <b>B</b>	h x b	0,2x 0,3	0,06m <sup>2</sup>
Longueur de flambement <b>L<sub>f</sub></b>	0,7 L <sub>0</sub>	0,7 x 2.7	1.89
Elancement <b>λ</b>	$\frac{L_f 2\sqrt{3}}{a}$	$\frac{1.89 * 2\sqrt{3}}{0.3}$	21.82
Coefficient de flambement <b>a</b> ( $\lambda < 60$ )	$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{21,82}{35})^2}$	0.79
Considérons que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours			
$\alpha' = \frac{\alpha}{1,10} = \frac{0,79}{1,10} = 0,79$			
Section réduite <b>Br</b>	(a-0,02)(b-0,02)	(0,25-0,02)(0,25-0,02)	0,0529
Section d'armature théorique <b>A<sub>th</sub></b>	$A_{th} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha'} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$	$\begin{aligned} A_{th} \\ \geq \frac{1,15}{400} \left[ \frac{113,3 \times 10^{-3}}{0,743} \right. \\ \left. - \frac{0,028 \times 38 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \end{aligned}$	<b>A<sub>th</sub> ≥ -52.2cm<sup>2</sup></b>
<b>Dispositions constructives</b>			
<b>Vérification</b>	$A_{th} \leq A_{smax}$	$-52.2 \leq 5.6 \text{ cm}^2$	<b>Vérifiée !</b>
Section d'armature minimale	$A_{smin} = \text{Sup} \left[ (4u) ; \frac{0,2B}{100} \right]$	$\text{Sup} \left[ 4 \times 1,40 ; \frac{0,2 \times 0,3 \times 0,4}{100} \right]$	<b>A<sub>smin</sub> = 5.6cm<sup>2</sup></b>
<b>Choix</b>	$A_{choisi} = 5.6 \text{ cm}^2$	<b>Choix</b>	<b>4 HA12+2HA10</b>
Armature transversale	$\emptyset_t > \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$	$\frac{12}{3}$	$\emptyset_t \geq 4 \text{ donc } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$

Espacement	$e_s = \inf \left( \frac{15\phi_{l_{max}}; 40cm}{a + 10cm} \right)$	(15 * 1.2cm; 40cm; 40cm)	$e_s = 18 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement :	$l_r = 0,6l_s$ avec $l_s = 40\phi l$	$l_r = 0,6 * 40 * 1.2 = 28.8$	$l_r = 30 \text{ cm}$
Nombre de nappe d'armature dans la zone de recouvrement			
On doit avoir sur la longueur de recouvrement $n \geq 3$ cours d'armature,			
$l_r = 24 \text{ cm} \Rightarrow \frac{24}{2} = 12\text{cm} \text{ Soit } 03 \text{ cadres espacés de } 12\text{cm.}$			

Poteau étage 1 :			
Section du béton <b>B</b>	$h \times b$	$0,3 \times 0,2$	$0,06 \text{ m}^2$
Longueur de flambement $L_f$	$0,7 L_0$	$0,7 \times 2,7$	1.89
Elancement $\lambda$	$\frac{4L_f}{a}$	$\frac{1.89 * 4}{0.4}$	18.9
Coefficient de flambement $\alpha$ ( $\lambda < 60$ )	$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{18,9}{35})^2}$	0.8

Considérons que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$$\alpha' = \frac{\alpha}{1,10} = \frac{0,79}{1,10} = 0,727$$

Section réduite <b>Br</b>	$(a-0,02)(b-0,02)$	$(0,25-0,02)(0,25-0,02)$	0,0529
Section d'armature théorique $A_{th}$	$A_{th} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha'} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$	$\begin{aligned} A_{th} &\geq \frac{1,15}{400} \left[ \frac{269,9 \times 10^{-3}}{0,727} \right. \\ &\quad \left. - \frac{0,113 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \end{aligned}$	$A_{th} \geq -4,94 \text{ cm}^2$

#### Dispositions constructives

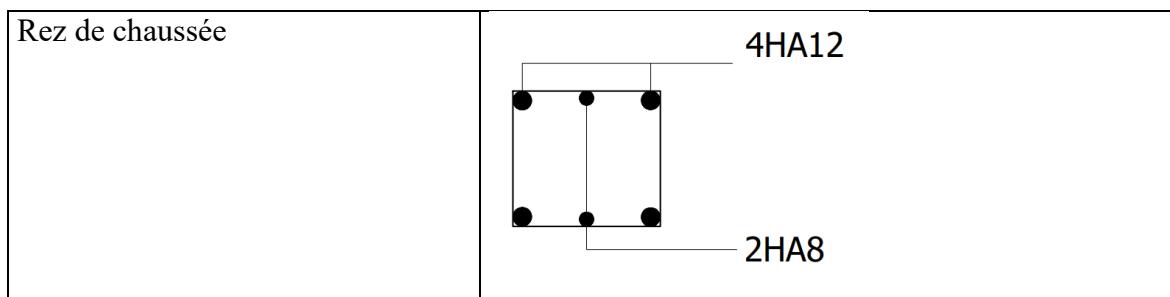
Vérification	$A_{th} \leq A_{smax}$	$-4,94 \leq 5,024 \text{ cm}^2$	Vérifiée !
Section d'armature minimale	$A_{smin} = \text{Sup} \left[ (4u) ; \frac{0,2B}{100} \right]$	$\text{Sup} \left[ 4 * 2 * 3,14 * 0,2 ; \frac{0,2 \times 3,14 * 0,2^2}{100} \right]$	$A_{smin} = 5,024 \text{ cm}^2$

<b>Choix</b>	$A_{choisi} = 6.03 \text{ cm}^2$	<b>Choix</b>	<b>4 HA12+2HA8</b>
Armature transversale	$\phi_t > \frac{\phi_{lmax}}{3}$	$\frac{12}{3}$	$\phi_t \geq 4 \text{ donc } \phi_t = 6\text{mm}$
Espacement	$e_s = \inf \left( \frac{15\phi_{lmax}; 40cm}{a + 10cm} \right)$	(15 * 1.2cm; 40cm; 40cm)	$e_s = 18 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement :	$l_r = 0,6l_s \text{ avec } l_s = 40\phi_l$	$l_r = 0,6 * 40 * 1.2 = 28.8$	$l_r = 30 \text{ cm}$
Nombre de nappe d'armature dans la zone de recouvrement			
On doit avoir sur la longueur de recouvrement $n \geq 3$ cours d'armature,			
$l_r = 24 \text{ cm} \Rightarrow \frac{24}{2} = 12\text{cm Soit 03 cadres espacés de 12cm.}$			

Poteau rez de chaussée :			
Section du béton <b>B</b>	$h \times b$	$0,3 \times 0,2$	$0,06\text{m}^2$
Longueur de flambement $L_f$	$0,7 L_0$	$0,7 \times 2.7$	1.89
Elancement $\lambda$	$\frac{4L_f}{a}$	$\frac{1.89 * 4}{0.4}$	18.9
Coefficient de flambement $\alpha$ ( $\lambda < 60$ )	$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{18,9}{35})^2}$	0.8
Considérons que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours			
$\alpha' = \frac{\alpha}{1,10} = \frac{0,79}{1,10} = 0.727$			
Section réduite <b>Br</b>	$(a-0,02)(b-0,02)$	$(0,25-0,02)(0,25-0,02)$	0,0529
Section d'armature théorique <b>A<sub>th</sub></b>	$A_{th} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha'} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$	$\begin{aligned} A_{th} \\ \geq \frac{1,15}{400} \left[ \frac{269,9 \times 10^{-3}}{0,727} \right. \\ \left. - \frac{0,113 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \end{aligned}$	$A_{th} \geq -4.94\text{cm}^2$
Dispositions constructives			
<b>Vérification</b>	$A_{th} \leq A_{smax}$	$-4.94 \leq 5.024 \text{ cm}^2$	<b>Vérifiée !</b>

Section d'armature minimale	$A_{smin} = \text{Sup} \left[ (4u) ; \frac{0,2B}{100} \right]$	$\text{Sup} \left[ 4 * 2 * 3.14 * 0.2 ; \frac{0,2 \times 3.14 \times 0.2^2}{100} \right]$	$A_{smin} = 5.024 \text{ cm}^2$
Choix	$A_{choisi} = 6.03 \text{ cm}^2$	Choix	4 HA12+2HA8
Armature transversale	$\emptyset_t > \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$	$\frac{10}{3}$	$\emptyset_t \geq 4$ donc $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$
Espacement	$e_s = \inf \left( \frac{15\emptyset_{lmax}}{a + 10cm} ; 40cm ; \right)$	(15 * 1cm; 40cm; 40cm)	$e_s = 15 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement :	$l_r = 0,6l_s$ avec $l_s = 40\emptyset l$	$l_r = 0,6 * 40 * 1 = 24$	$l_r = 25 \text{ cm}$
<b>Nombre de nappe d'armature dans la zone de recouvrement</b>			
On doit avoir sur la longueur de recouvrement $n \geq 3$ cours d'armature,			
$l_r = 24 \text{ cm} \Rightarrow \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}$ Soit 03 cadres espacés de 12cm.			

<b>Coupes du poteau dimensionné (grand bat)</b>	
Etage 2	<p>4HA12</p> <p>2HA10</p>
Etage 1	<p>2HA12</p> <p>2HA8</p> <p>2HA12</p>



2) Descente de charges

	3.875
1.375	1.375
	3.875

DESCENTE DE CHARGE (bat ADM)								
Désignations des différentes charges appliquées	Géométrie (longueur, largeur et hauteur)			Surface de reprise S (m <sup>2</sup> )	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfacique (kN/m <sup>2</sup> )	Charge G permanente (kN)	Charge Q D'exploitation (kN)
	L (m)	l(m)	h/e (m)					
<b>ETAGE 1</b>								
Poids propre du poteau	0.2	0.2	2.7	-	25	-	2.7	-
Ferme	-	1.17	-	-	9.3	-	25	-
Couverture tôle	-	0.6	-	-	9.3	-	12.82	-
Support au plafond	-	0.3	-	-	9.3	-	6.41	-
Chainage	0.15	0.2	2.475	-	25	-	1.85	-
Charge variable	-	1	-	-	9.3	-	-	21.37
<b>TOTAL</b>							48.78	21.37
<b>Combinaison d'action</b>		<b>ELS (N<sub>ser</sub> = G+Q) N<sub>ser</sub> = 70.15 KN</b>				<b>ELU (N<sub>u</sub> = 1.35G+1.5Q) N<sub>u</sub> = 97.91 KN</b>		
<b>RDC</b>								
Poids propre du poteau	0.2	0.2	2.7	-	25	-	2.7	-
Poids propre de la poutre	-	-	-	0.63	25	-	15.75	-

Poids propre de la dalle	-	-	-	2.2284	2.85	-	55.71	-
Poids propre de la chape	-	0.66	-	-	21.36	-	14.10	-
Enduit sous dalle	-	0.27	-	-	19.55	-	5.28	-
Poids propre des murs	2	1.35	2.7	-	2.475	-	18.04	-
Enduit en mortier	-	0.36	2.7	-	2.475	-	2.40	-
Charge variable	-	2.5	-	-	21.368	-	-	53.42
<b>TOTAL</b>							162.59	53.42
<b>Combinaison d'action</b>	<b>ELS (Nser = G+Q) Nser =216.01 KN</b>						<b>ELU (Nu =1.35G+1.5Q) Nu=299.62 KN</b>	

CHARGES		
Etage1	<b>Nser =70.15 KN</b>	<b>Nu=269.9297.91 KN</b>
RDC	<b>Nser =216.01 KN</b>	<b>Nu=299.62 KN</b>

## DIMENSIONNEMENT

<b>Note de calcul de la section d'armature (bat ADM)</b>			
<b>Poteau étage 1 :</b>			
Section du béton <b>B</b>	h x b	0,2x 0,3	0,06m <sup>2</sup>
Longueur de flambement <b>L<sub>f</sub></b>	0,7 L <sub>0</sub>	0,7 x 2.7	1.89
Elancement <b>λ</b>	$\frac{L_f 2\sqrt{3}}{a}$	$\frac{1.89 * 2\sqrt{3}}{0.2}$	32.73
Coefficient de flambement <b>a</b> ( <b>λ &lt; 50</b> )	$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{32,73}{35})^2}$	0.724
Considérons que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours			
$\alpha' = \frac{\alpha}{1,10} = \frac{0,724}{1,10} = 0,66$			

Section d'armature théorique $A_{th}$	$A_{th} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha'} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$	$\begin{aligned} A_{th} \\ \geq \frac{1,15}{400} & \left[ \frac{97.91 \times 10^{-3}}{0,66} \right. \\ & \left. - \frac{(0,18)^2 * 25}{0,9 \times 1,5} \right] \end{aligned}$	$A_{th} \geq -12.98 \text{ cm}^2$
---------------------------------------	---	---	-----------------------------------

### Dispositions constructives

Vérification	$A_{th} \leq A_{smax}$	$-12.98 \leq 4.8 \text{ cm}^2$	Vérifiée !
Section d'armature minimale	$A_{smin} = \text{Sup} \left[ (4u) ; \frac{0,2B}{100} \right]$	$\text{Sup} \left[ 4(0,2 + 0,2)2 ; \frac{0,2 \times 0,2 \times 0,2}{100} \right]$	$A_{smin} = 4.8 \text{ cm}^2$
Choix	$A_{choisi} = 5.15 \text{ cm}^2$	Choix	4 HA10+4HA8
Armature transversale	$\emptyset_t > \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$	$\frac{10}{3}$	$\emptyset_t \geq 4 \text{ donc } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$
Espacement	$e_s = \inf \left( \frac{15\emptyset_{lmax}; 40cm;}{a + 10cm} \right)$	(15 * 1cm; 40cm; 40cm)	$e_s = 15 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement :	$l_r = 0,6l_s \text{ avec } l_s = 40\emptyset_l$	$l_r = 0,6 * 40 * 1 = 24$	$l_r = 25 \text{ cm}$

Nombre de nappe d'armature dans la zone de recouvrement

On doit avoir sur la longueur de recouvrement  $n \geq 3$  cours d'armature,

$$l_r = 24 \text{ cm} \Rightarrow \frac{24}{2} = 12 \text{ cm} \text{ Soit 03 cadres espacés de 12cm.}$$

Poteau RDC :			
Section du béton <b>B</b>	$h \times b$	$0,3 \times 0,2$	$0,06 \text{ m}^2$
Longueur de flambement $L_f$	$0,7 L_0$	$0,7 \times 2,7$	1.89
Elancement $\lambda$	$\frac{L_f 2\sqrt{3}}{a}$	$\frac{1.89 * 2\sqrt{3}}{0,2}$	32.73
Coefficient de flambement $\alpha$ ( $\lambda < 60$ )	$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{32,73}{35})^2}$	0.724

Considérons que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$$\alpha' = \frac{\alpha}{1,10} = \frac{0,79}{1,10} = 0.66$$

Section d'armature théorique $A_{th}$	$A_{th} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha'} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$	$A_{th} \geq \frac{1,15}{400} \left[ \frac{299.62 \times 10^{-3}}{0,66} - \frac{(0,18)^2 * 25}{0,9 \times 1,5} \right]$	$A_{th} \geq -4.19 \text{ cm}^2$
---------------------------------------	---	---	----------------------------------

### Dispositions constructives

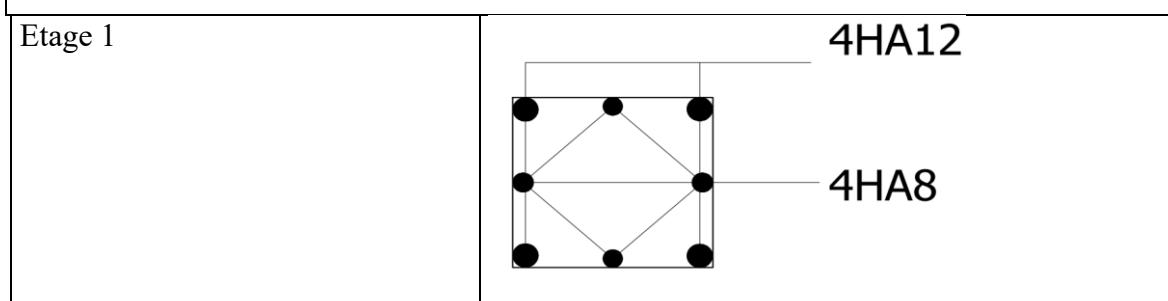
Vérification	$A_{th} \leq A_{smax}$	$-28.16 \leq 31.25 \text{ cm}^2$	Vérifiée !
Section d'armature minimale	$A_{smin} = \text{Sup} \left[ (4u) ; \frac{0,2B}{100} \right]$	$\text{Sup}[8.10^{-5} ; 4.8]$	$A_{smin} = 4.8 \text{ cm}^2$
Choix	$A_{choisi} = 5.15 \text{ cm}^2$	Choix	4 HA10+4HA8
Armature transversale	$\emptyset_t > \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$	$\frac{10}{3}$	$\emptyset_t \geq 4 \text{ donc } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$
Espacement	$e_s = \inf \left( \frac{15\emptyset_{lmax}; 40cm;}{a + 10cm} \right)$	(15cm; 40cm; 35cm)	$e_s = 15 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement :	$l_r = 0,6l_s \text{ avec } l_s = 40\emptyset_l$	$l_r = 0,6 \times 40 \times 10$	$l_r = 24 \text{ cm}$

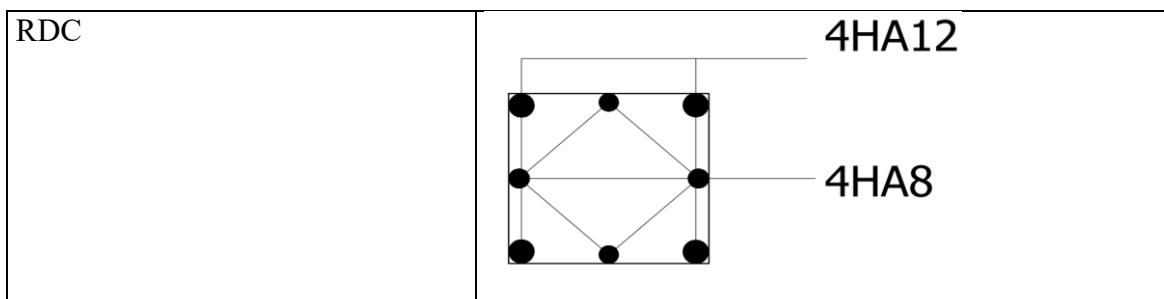
Nombre de nappe d'armature dans la zone de recouvrement

On doit avoir sur la longueur de recouvrement  $n \geq 3$  cours d'armature,

$$l_r = 24 \text{ cm} \Rightarrow \frac{24}{2} = 12 \text{ cm} \text{ Soit 03 cadres espacés de 12cm.}$$

### Coupes du poteau dimensionné (bat administratif)





DESCENTE DE CHARGE POTEAU (petit bat)								
Désignation s des différentes charges appliquées	Géométrie (longueur, largeur et hauteur)			Surfac e de reprise S (m <sup>2</sup> )	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaciqu e (kN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente G (kN)	Charge Q D'exploitation (kN)
	L (m)	l(m)	h/e (m)					
ETAGE 2								
Poids propre du poteau	0.4	0.3	2.7	-	25	-	8.10	-
Ferme	-	1.17	-	-	23.52	-	29.07	-
Couverture tole	-	0.6	-	-	24.85	-	14.91	-
Support au plafond	-	0.3	-	-	24.83	-	7.45	-
Chainage	0.15	0.2	3.875	-	25	-	2.90	-
Charge variable	-	1	-	-	24.85	-	-	24.85
TOTAL							62.43	24.85
Combinaison d'action		ELS (Nser = G+Q) Nser = 87.28 KN					ELU (Nu = 1.35G+1.5Q) Nu=121.55 KN	
ETAGE 1								
Poids propre du poteau	0.3	0.4	2.7	-	25	-	8.20	-
Poids propre de la poutre	-	-	-	1.5748	25	-	39.37	-
Poids propre de la dalle	-	2.85	-	-	21.31	-	60.74	-
Poids propre de la chape	-	0.66	-	-	15.75	-	10.401	-
Enduit sous dalle	-	0.27	-	-	21.29	-	5.75	-
Poids propre des murs	-	2	2.7	-	3.875	-	20.92	-
Enduit en mortier	-	0.36	2.7	-	3.875	-	8.76	-

Charge variable	-	2.5	-	-	24.85	-	-	62.125
<b>TOTAL</b>							217.47	62.125
<b>Combinaison d'action</b>	<b>ELS (Nser = G+Q)</b> <b>Nser =279.595 KN</b>				<b>ELU (Nu =1.35G+1.5Q)</b> <b>Nu=386.77 KN</b>			
<b>REZ DE CHAUSSE (pareil à l'étage1)</b>								
	-	-	-	-	-	-	G=217.47	Q=62.125
<b>TOTAL</b>							$G=\Sigma G_i+G_{T1}=$ 217.47+155.0 41= <b>372.51KN</b>	<b>Q=62.125</b> <b>KN</b>
<b>Combinaison d'action</b>	<b>ELS (Nser = G+Q)</b> <b>Nser =434.635KN</b>				<b>ELU (Nu =1.35G+1.5Q)</b> <b>Nu=569.076 KN</b>			

<b>CHARGES</b>		
Etage2	<b>Nser =87.28 KN</b>	<b>Nu=121.55 KN</b>
Etage1	<b>Nser =279.595 KN</b>	<b>Nu=386.77 KN</b>
RDC	<b>Nser =434.635KN</b>	<b>Nu=569.076 KN</b>

## DIMENSIONNEMENT

<b>Note de calcul de la section d'armature (petit bat)</b>			
<b>Poteau étage 2 :</b>			
Section du béton <b>B</b>	h x b	0,2x 0,3	0,06m <sup>2</sup>
Longueur de flambement <b>L<sub>f</sub></b>	0,7 L <sub>0</sub>	0,7 x 2.7	1.89
Elancement <b>λ</b>	$\frac{L_f 2\sqrt{3}}{a}$	$\frac{1.89 * 2\sqrt{3}}{0.3}$	21.82
Coefficient de flambement <b>a</b> ( <b>λ &lt; 60</b> )	$a = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{21,82}{35})^2}$	0.79
Considérons que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours			
$\alpha' = \frac{\alpha}{1,10} = \frac{0,79}{1,10} = 0.718$			

Section d'armature théorique $A_{th}$	$A_{th} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha'} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$	$\begin{aligned} A_{th} \\ \geq \frac{1,15}{400} & \left[ \frac{121,55 \times 10^{-3}}{0,79} \right. \\ & \left. - \frac{0,28 * 0,38 * 25}{0,9 \times 1,5} \right] \end{aligned}$	$A_{th} \geq -52,2 \text{ cm}^2$
<b>Dispositions constructives</b>			
Vérification	$A_{th} \leq A_{smax}$	$-52,2 \leq 5,6 \text{ cm}^2$	Vérifiée !
Section d'armature minimale	$A_{smin} = \text{Sup} \left[ (4u) ; \frac{0,2B}{100} \right]$	$\text{Sup} \left[ 4 \times 1,40 ; \frac{0,2 \times 0,3 \times 0,4}{100} \right]$	$A_{smin} = 5,6 \text{ cm}^2$
Choix	$A_{choisi} = 6,09 \text{ cm}^2$	Choix	4 HA12+2HA10
Armature transversale	$\emptyset_t > \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$	$\frac{12}{3}$	$\emptyset_t \geq 4 \text{ donc } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$
Espacement	$e_s = \inf \left( \frac{15 \emptyset_{lmax}; 40 \text{ cm}}{a + 10 \text{ cm}} \right)$	$(15 * 1,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$	$e_s = 18 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement :	$l_r = 0,6l_s$ avec $l_s = 40\emptyset_l$	$l_r = 0,6 * 40 * 1,2 = 28,8$	$l_r = 30 \text{ cm}$
Nombre de nappe d'armature dans la zone de recouvrement			
On doit avoir sur la longueur de recouvrement $n \geq 3$ cours d'armature,			
$l_r = 24 \text{ cm} \Rightarrow \frac{24}{2} = 12 \text{ cm Soit 03 cadres espacés de 12cm.}$			

Poteau étage 1 :			
Section du béton <b>B</b>	$h \times b$	$0,3 \times 0,2$	$0,06 \text{ m}^2$
Longueur de flambement $L_f$	$0,7 L_0$	$0,7 \times 2,7$	1,89
Elancement $\lambda$	$\frac{L_f 2\sqrt{3}}{a}$	$\frac{1,89 * 2\sqrt{3}}{0,3}$	21,82

Coefficient de flambement $\alpha$ ( $\lambda < 60$ )	$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{21,82}{35})^2}$	0.79
---	---	--	------

Considérons que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$$\alpha' = \frac{\alpha}{1,10} = \frac{0,79}{1,10} = 0,718$$

Section d'armature théorique $A_{th}$	$A_{th} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha'} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$	$A_{th} \geq \frac{1,15}{400} \left[ \frac{386,77 \times 10^{-3}}{0,718} - \frac{0,28 \times 0,38 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right]$	$A_{th} \geq -41,2 \text{ cm}^2$
---------------------------------------	---	---	----------------------------------

### Dispositions constructives

Vérification	$A_{th} \leq A_{smax}$	$-41,2 \leq 5,4 \text{ cm}^2$	Vérifiée !
Section d'armature minimale	$A_{smin} = \text{Sup} \left[ (4u) ; \frac{0,2B}{100} \right]$	Sup [0.24 ; 5.6]	$A_{smin} = 5,6 \text{ cm}^2$
Choix	$A_{choisi} = 6,09 \text{ cm}^2$	Choix	<b>4 HA12+2HA10</b>
Armature transversale	$\emptyset_t > \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$	$\frac{12}{3}$	$\emptyset_t \geq 4 \text{ donc } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$
Espacement	$e_s = \inf \left( \frac{15\emptyset_{lmax}; 40cm}{a + 10cm} \right)$	(15 * 1.2cm; 40cm; 35cm)	$e_s = 18 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement :	$l_r = 0,6l_s \text{ avec } l_s = 40\emptyset_l$	$l_r = 0,6 \times 40 \times 1,2 = 28,8$	$l_r = 30 \text{ cm}$

Nombre de nappe d'armature dans la zone de recouvrement

On doit avoir sur la longueur de recouvrement  $n \geq 3$  cours d'armature,

$$l_r = 24 \text{ cm} \Rightarrow \frac{24}{2} = 12 \text{ cm Soit 03 cadres espacés de 12cm.}$$

### Poteau rez de chaussée :

Section du béton <b>B</b>	h x b	0,3 x 0,2	0,06m <sup>2</sup>
------------------------------	-------	-----------	--------------------

Longueur de flambement $L_f$	$0,7 L_0$	$0,7 \times 2.7$	1.89
Elancement $\lambda$	$\frac{L_f 2\sqrt{3}}{a}$	$\frac{1.89 * 2\sqrt{3}}{0.3}$	21.82
Coefficient de flambement $\alpha$ ( $\lambda < 60$ )	$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{21,82}{35})^2}$	0.79

Considérons que plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$$\alpha' = \frac{\alpha}{1,10} = \frac{0,79}{1,10} = 0.718$$

Section réduite $Br$	(a-0,02)(b-0,02)	(0,25-0,02)(0,25-0,02)	0,0529
Section d'armature théorique $A_{th}$	$A_{th} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha'} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$	$\begin{aligned} A_{th} \\ \geq \frac{1,15}{400} \left[ \frac{386,77 \times 10^{-3}}{0,718} \right. \\ \left. - \frac{0,28 \times 0,38 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \end{aligned}$	$A_{th} \geq -41.2 \text{cm}^2$

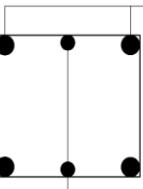
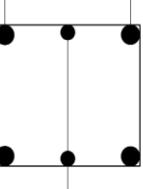
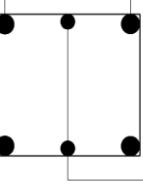
#### Dispositions constructives

Vérification	$A_{th} \leq A_{smax}$	$-33.8 \leq 5.6 \text{ cm}^2$	Vérifiée !
Section d'armature minimale	$A_{smin} = \text{Sup} \left[ (4u) ; \frac{0,2B}{100} \right]$	Sup [0.24 ; 5.6]	$A_{smin} = 5.6 \text{cm}^2$
Choix	$A_{choisi} = 6.09 \text{ cm}^2$	Choix	<b>4 HA12+2HA10</b>
Armature transversale	$\emptyset_t > \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$	$\frac{12}{3}$	$\emptyset_t \geq 4 \text{ donc } \emptyset_t = 6 \text{mm}$
Espacement	$e_s = \inf \left( \frac{15\emptyset_{lmax}; 40cm;}{a + 10cm} \right)$	(15 * 1.2cm; 40cm; 35cm)	$e_s = 18 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement :	$l_r = 0,6l_s \text{ avec } l_s = 40\emptyset_l$	$l_r = 0,6 \times 40 \times 1.2 = 28.8$	$l_r = 30 \text{ cm}$

Nombre de nappe d'armature dans la zone de recouvrement

On doit avoir sur la longueur de recouvrement  $n \geq 3$  cours d'armature,

$$l_r = 24 \text{ cm} \Rightarrow \frac{24}{2} = 12 \text{cm Soit 03 cadres espacés de 12cm.}$$

Coupes du poteau dimensionné (petit bat)	
Etage 2	 4HA12 2HA10
Etage 1	 4HA12 2HA10
Rez de chaussée	 4HA12 2HA10

## VI. DIMENSIONNEMENT DE LA CHARGE SUR L'AMORCE

### 1) Descente de charges

	ÉLEMENTS	POIDS SURFACIQUE OU VOLUMIQUE	POIDS PAR MÈTRE LINÉAIRE (daN/ml)
CHARGES PERMANENTES	Poids propre de la longrine	6.7*0.2*2500	670
	Poids propre de l'amorce	0.2*0.2*1.4*2500	140
	Poids propre du mur	6.7*2.8*2500	46900
	Poids propre de l'enduit	6.7*2.8*2500	46900
	$G = G_1 + G_2 + G + G_4 = 5237.36 \text{ daN/ml}$		
CHARGES D'EXPLOITATION	Surface d'exploitation salle de conférence	0	$Q = 0$

	$Q = 0 \text{ daN/ml}$	
<b>COMBINAISON D'ACTIONS</b>	<i>A l'E.L. S</i>	$P_{ser} = 30817.36 \text{ daN/ml}$
	<i>A l'E.L. U</i>	$P_{u1} = 1.35G + P_{poteau} = 1.35 * 5237.36 + 34991 = 42061.436 \text{ daN/ml}$

## 2) Dimensionnement de la semelle

Soit  $G_0$ =poids semelle + poids des remblais

$$G_0 = 5\% \quad P_{ser} = \frac{5 \times 30817.36}{100} = 1540.868$$

**$G_0 = 1540.868 \text{ daN}$**

$N_{ser} = P_{ser} + G_0$	$\leftrightarrow N_{ser} = 30817.36 + 1540.868$
---------------------------	---

**$N_{ser} = 32358.228 \text{ daN}$**

- ✓ Détermination des dimensions de la semelle

soient A et B les dimensions de la semelle, a et b les dimensions du potraux

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \leftrightarrow$$

$\sigma_{ad} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa}$

$N_{ser} = 32358 \text{ daN} = 0.324 \text{ MN}$

$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser} \cdot b}{a \cdot \sigma_{ad}}} \leftrightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.324 \cdot 0.4}{0.2 \cdot 0.2}}$
---

**$B > 1.4 \text{ m}$**

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \leftrightarrow A = \frac{B \cdot a}{b}$$

$$= \frac{B \cdot a}{b}$$

$$= \frac{1.4 \cdot 0.2}{0.4}$$

$$= 0.71 \text{ m}$$

Nous travaillerons donc avec une semelle de section **1.4m\*1.4m**

- ✓ Vérification de la contrainte exercée par le sol sur la semelle

$$\frac{N_{ser}}{AB} = \frac{0.324}{1.273 * 1.273} = 0.19$$

$\frac{N_{ser}}{AB} \leq \sigma_{ad}$  condition vérifiée

✓ Calcul de la hauteur utile

$$d = \max\left[\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right] \leftrightarrow d = \max\left[\frac{1.4-0.2}{4}; \frac{1.4-0.4}{4}\right]$$

**d=0.3 soit 30cm**

✓ Calcul de la hauteur totale

$$h = d + 5 \text{ cm} \leftrightarrow h = 30 + 5 = 35 \text{ soit } h = 35 \text{ cm}$$

✓ Section d'armature

$$A/B = \frac{N_u(B-b)\gamma}{8df_e} \leftrightarrow A/B = \frac{0.42(1.4-0.4)1.5}{8*0.26*400}$$

**A/B=7.57cm<sup>2</sup>**

**choix dans l'abbaque 10HA10 soit 7.85 cm<sup>2</sup>**

$$AS/A = \frac{N_u(B-b)\gamma}{8df_e} \leftrightarrow AS/A = \frac{0.42(1.4-0.2)1.5}{8*0.26*400}$$

**A/A=6.22cm<sup>2</sup>      choix dans l'abbaque 10HA10 soit 7.85 cm<sup>2</sup>**

