



DEPARTEMENT DE PHYSIQUE

LP TMBTP

Pr. A. AKEF

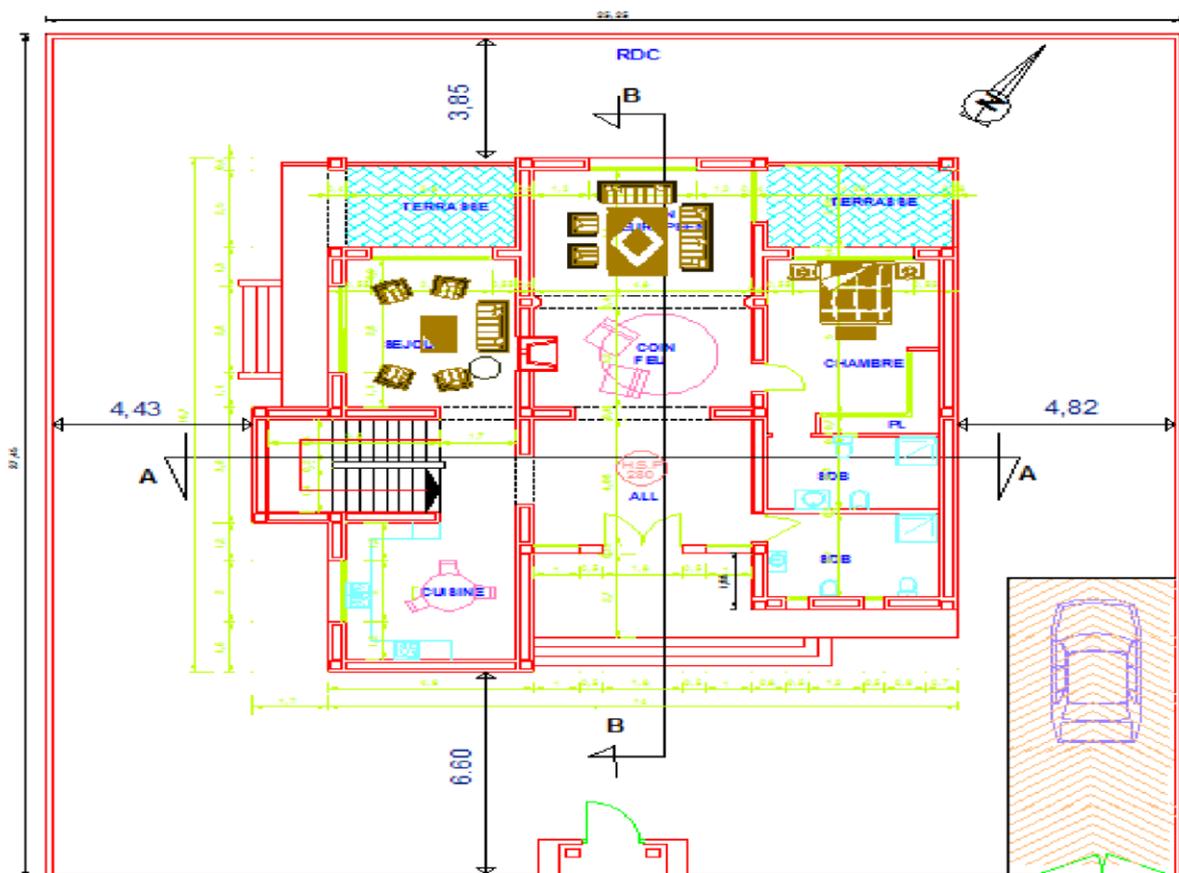
**ETUDE DE CAS : DIMENSIONNEMENT DE
CERTAINS ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION
D'UN COMPLEXE RÉSIDENTIEL, R+1 :**

Etude architecturale

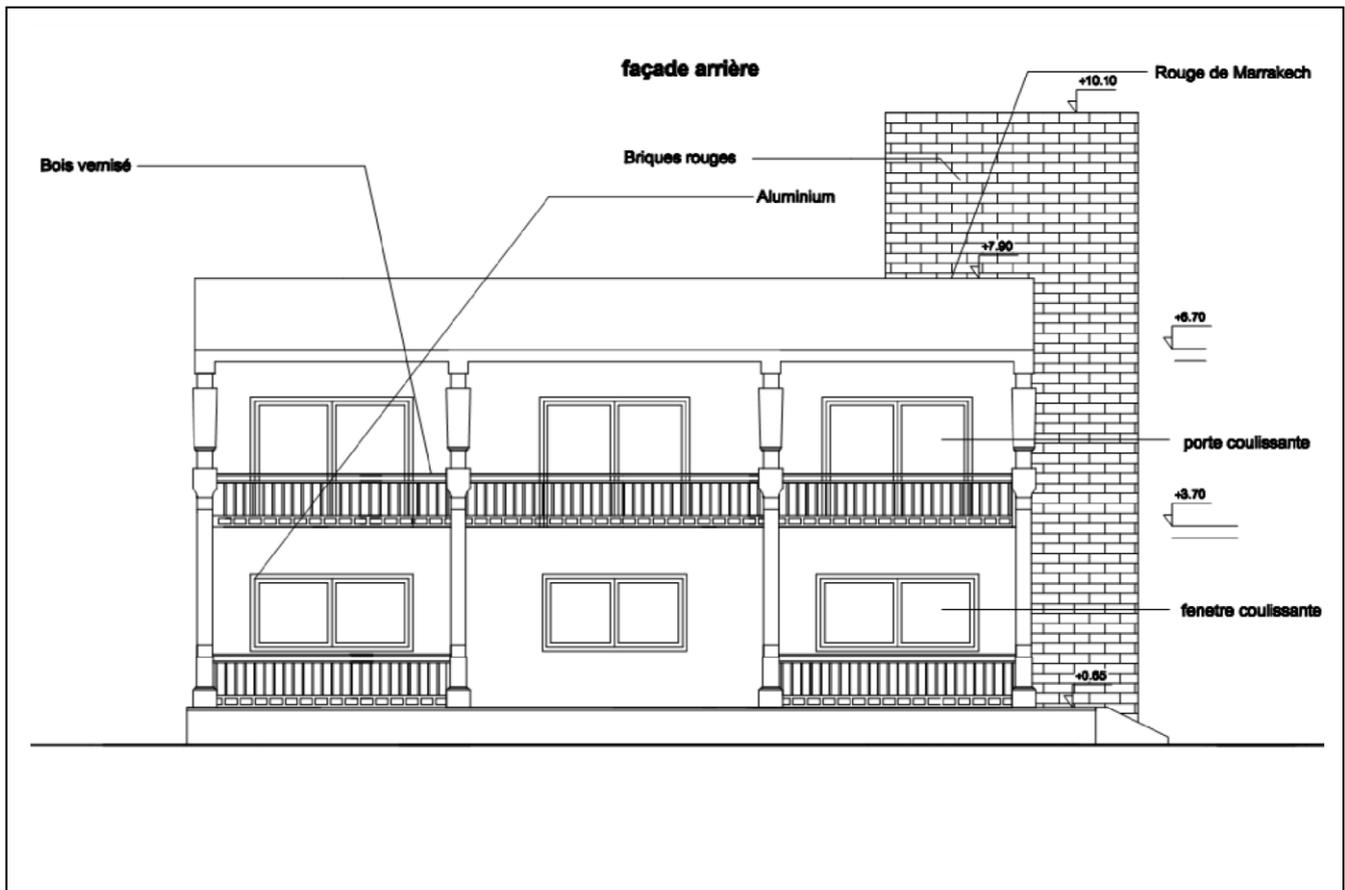
1- Consistance du projet

Ce projet comporte un Rez-de-chaussée, un seul étage et des terrasses. Le Rez-de-chaussée comporte un hall d'entrée, salon Européen, coin feu, deux SDB, une cuisine, un séjour et une chambre. L'étage comporte un salon, chambre 1, chambre 2, chambre parents, deux SDB et un terrasse accessible. La villa en question est libre sur quatre côté avec une superficie de terrain de **693m²** et d'une surface bâti de **272m²**.

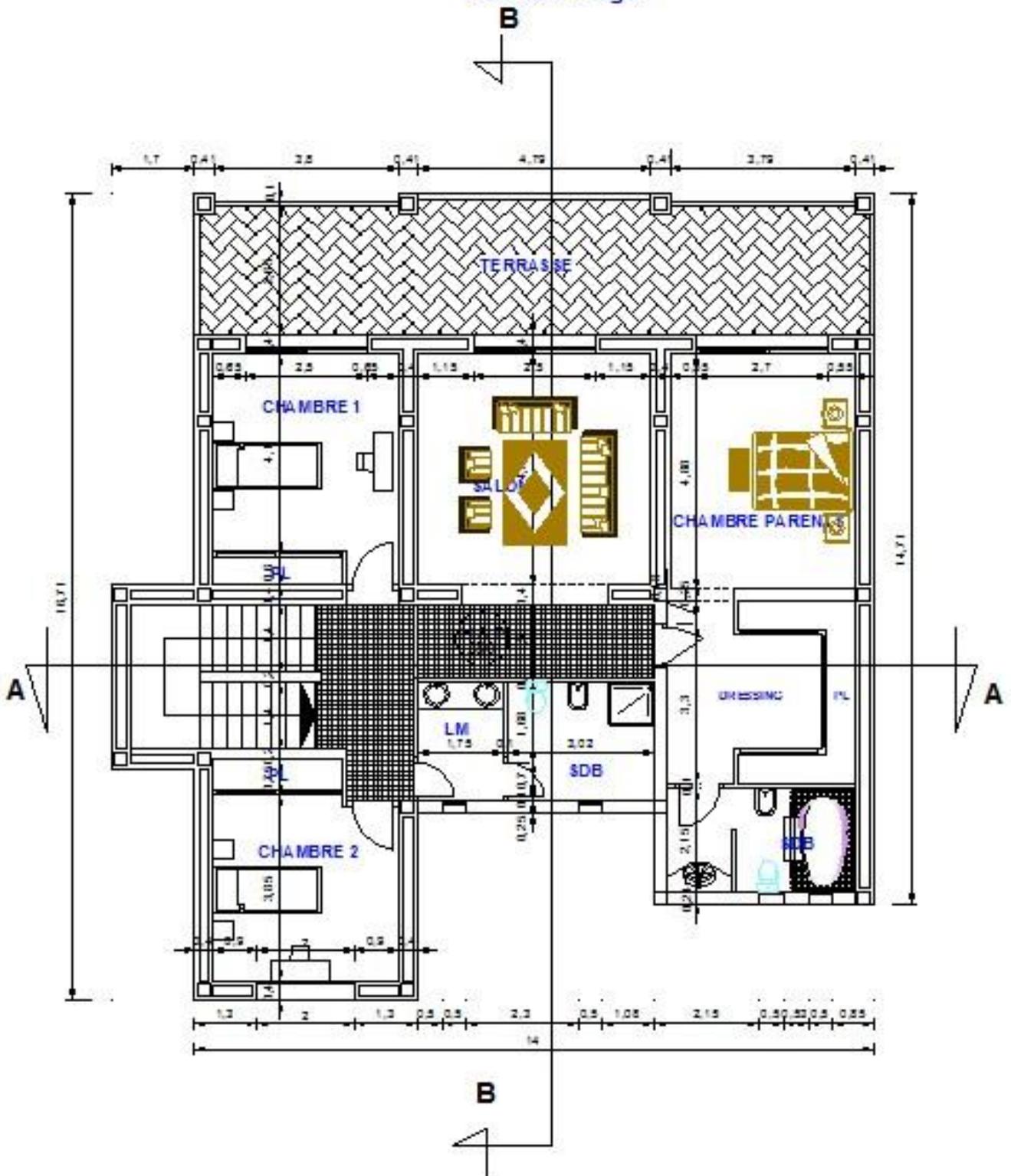
- Calcul de COS et CUS (coefficient d'occupation du sol et coefficient d'utilisation du sol)
 - CUS : Représente le rapport entre la surface bâti mesuré au sol. Alors $CUS = (16 \times 17) / 693 = 0.39 = 39\%$
 - $COS = A/B$, avec A la somme de surface bâti de tous les planchers et B superficie du terrain. Alors $COS = (272 \times 2) / 693 = 0.78 = 78\%$



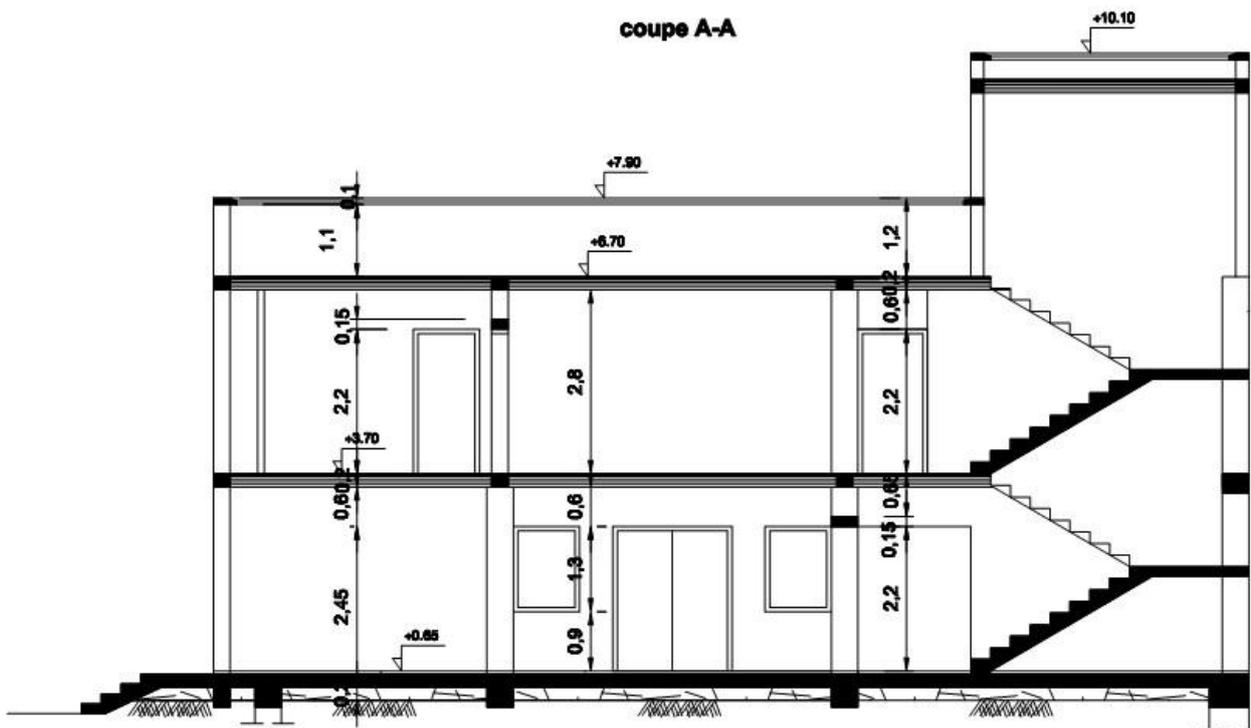
2- Plans architecturaux



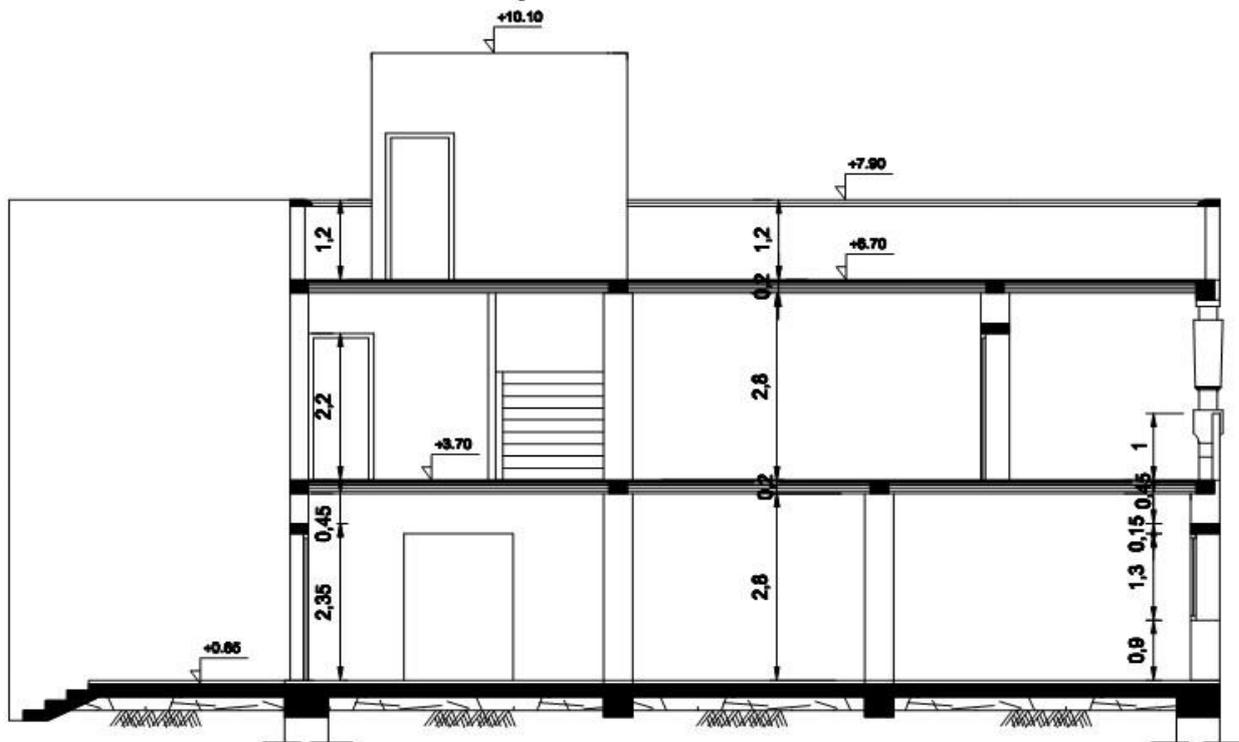
Plan de 1^{er} étage



coupe A-A



coupe B-B



Etude structurale du Bâtiment

1- Caractéristiques des matériaux

❖ Béton

- Ciment utilisé : CPJ 45
- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 22\text{MPa}$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0.6+0.06 f_{c28} = \mathbf{1,92\text{ MPa}}$
- ρ béton = 25 kN/m^3
- $\gamma_b = 1,5$

❖ Acier

- Acier Haute Adhérence : T (HA)
- $F_e = 500\text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$
- Enrobage = $2,5\text{ cm}$

❖ Sol

- $\sigma_{\text{sol}} = \mathbf{2,5\text{ bars}}$

➤ **Fissuration peu préjudiciable**

2- CONCEPTION ET CALCUL DU COFFRAGE

Elle est d'une grande importance dans le dimensionnement d'un bâtiment. Au cours de cette étape le concepteur doit tenir compte des retombées financières de ses choix et aussi de la difficulté liée à l'étude technique, à la réalisation. Il faut également noter que la conception doit dans la mesure du possible, respecter les plans architecturaux.

a) **La structure porteuse**

Les murs dans ce bâtiment sont supposés non porteurs (ou de remplissage) et sont réalisés en double cloison de 40cm. Cela impose le type de structure à adopter : le système plan libre.

Le système plan libre désigne un bâtiment dont les planchers sont portés par des poutres. Ces poutres transmettant à leurs tours, leurs charges aux poteaux et poteaux aux semelles.

b) **Les plans de coffrage**

Ce sont des plans représentant les planchers limités par des poutres. L'objectif est de faire porter un plancher par le minimum de poutres possible et dans la même logique, les poutres par le minimum de poteaux. Cependant des contraintes régissent cette conception.

c) **Les portées des poutres**

Il faut éviter les grandes portées qui créent d'une part de moments fléchissant importants, donc des grandes sections d'aciers. D'autres parts, les grandes portées imposent des grandes hauteurs de poutres qui entraînent des nuisances esthétiques. Cependant il arrive que le concepteur soit dans l'obligation de prendre des grandes portées.

d) **Les poteaux**

D'une manière générale, les poteaux sont créés pour réduire les portées des poutres. Mais en plus certains poteaux jouent un double rôle : architectural et structural. L'ensemble des poteaux du RDC se prolonge jusqu'à l'étage.

e) **Les contraintes architecturales**

Il est prévu des faux plafonds qui seront supportés par les planchers hauts. Le concepteur dispose donc de l'espace compris entre le faux plafond et le nu du plancher (15cm) pour les retombées de poutres. Cela ramène donc au paragraphe relatif aux poutres qui relate la délicatesse des portées des travées dans les poutres continues.

3- CALCUL DE LA DESCENTE DE CHARGE

a) **Epaisseur du plancher**

Un seul type de plancher est utilisé dans cette villa :

b) **Plancher à corps creux**

Il s'agit des planchers de RDC et l'étage, de tels planchers comprennent des poutrelles préfabriquées, des hourdis et d'une table de compression coulée sur les hourdis qui reprend les efforts de compression. Ces poutrelles reposent sur les poutres, ce qui réduit considérablement le besoin en coffrage et étaielements.

Les planchers de ce type portent dans le sens de la petite portée lorsqu'il s'agit de panneaux rectangulaires. Pour les formes irrégulières, le sens de portée en fonction de la configuration.

Pré-dimensionnement :

L'épaisseur e du plancher à corps creux est connue à l'aide de la condition ci-dessous :

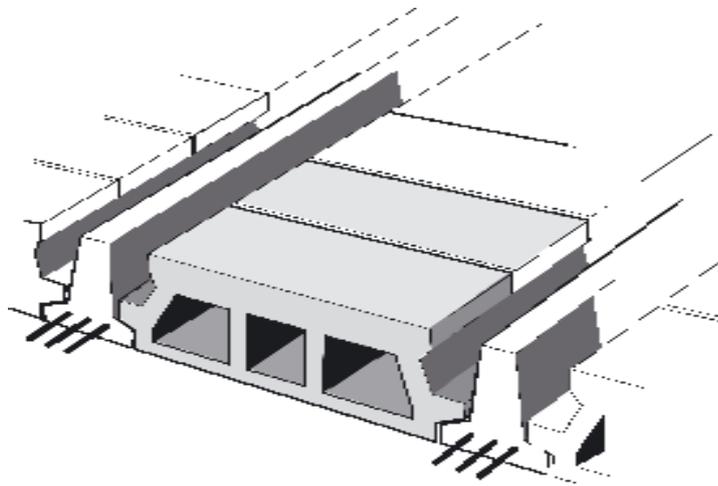
$$L/25 \leq e \leq L/20$$

L est la plus grande portée du panneau considéré selon le sens des poutrelles.

Dans notre cas (poutre N2), $L_{\max} = 4,95$, donc $19,8 \text{ cm} \leq e \leq 24,75$.

On choisira de travailler avec l'épaisseur $16 + 4$.

Remarque : généralement, on travaille avec $e = L/22,5$



c) Sens de portée des planchers

Selon la conception de la structure, tous les planchers sont supportés par des poutres.

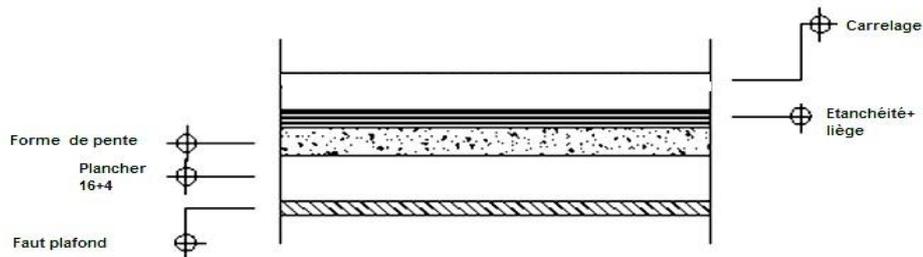
d) Evaluation des charges surfaciques

Les charges permanentes

Elles sont généralement constituées par le poids propre des planchers, la chape en mortier sur les deux faces, le revêtement sur les deux faces et les cloisons.

Les évaluations ont été faites pour chaque plancher :

➤ **PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE Schéma**



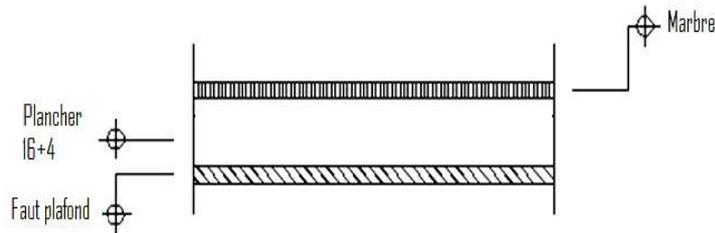
- Revêtement plâtre : épaisseur 1 cm = 1,00 KN/m²
- Plancher à corps creux 16+4 = 2,65 KN/m²
- Forme de pente (béton de gravillon maigre) = 1,8 KN/m²
- Étanchéité Multicouches 2 cm = 0,5 KN/m²
- Carrelage en grès cérame 1cm = 1,00 KN/ m²
- Liège = 0,04 KN / m²

Charge permanente de la terrasse = 6,99 KN/m²

- Acrotère = 4,5KN/m
- **Charge d'exploitation = 1,75KN/m**

➤ **PLANCHER ETAGE COURANT**

Schéma



- Enduit de plâtre $e = 1 \text{ cm}$ = **1,00 KN/m²**
 - Plancher à corps creux 16+4 = **2,65 KN/ m²**
 - Marbre = **1,00 KN/m²**
- Charge permanente du plancher étage courant :** = **4,65 KN/m²**
- Murs double cloison = 5,25 KN/m
- Charges d'exploitations** = **1,75KN/m²**

Tableau récapitulatif des charges

<i>Planchers</i>	<i>C - Permanentes (KN/m²)</i>	<i>C - d'Exploitations (KN/m²)</i>
Terrasse Accessible	6,99 KN/m ²	1,75 KN/m ²
Etage Courant	4,65 KN/m ²	1,75 KN/m ²

Les charges d'exploitation

Pour tous les planchers la surcharge considérée est de 1,75KN/m².

e) Evaluation des charges linéaires

La maçonnerie est en double cloison de 40 cm d'épaisseur. Elle est recouverte sur chaque face par un enduit mortier de 1,5 cm. La hauteur sous plafond est de 2,8m, mais la hauteur des murs considérée est de 2,5 m à cause du retombé de poutre. Les murs transmettent leurs poids aux poutres qui les portent.

Les charges :

Maçonnerie en double cloison : $1,5 \text{ KN/m}^2$

- Charge linéaire du mur : $1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ kN/ml}$

Enduit mortier : $0,6 \text{ KN/m}^2$ par centimètre d'épaisseur

- Charge linéaire des enduits : $0,6 \times 2,5 = 1,5 \text{ kN/ml}$

Total charge linéaire des murs : $= 5,25 \text{ kN/ml}$

f) Chargement des poutres

Les poutres ont comme charges leurs poids propres, les charges des planchers, des murs et éventuellement les charges ponctuelles créées par des poutres secondaires lorsque celles-ci sont principales.

g) Poids propre

Poutre de section (b x h).

Le poids volumique considéré pour le béton est de 25 KN/m^3 .

Poids propre = $25 \times h \times b \text{ KN/ml}$

h) Transmission des charges des planchers aux poutres :

Méthode des surfaces tributaires

La charge linéaire induite par les planchers est obtenue en faisant le produit de la charge surfacique par la longueur d'influence déterminée par la répartition des charges.

I) Charge des murs

Les poutres reçoivent directement les charges linéaires des murs (soit $5,25 \text{ KN/ml}$).

j) Charges concentrées

Encore appelées charges ponctuelles, ces charges sont les réactions d'appui des poutres secondaires.

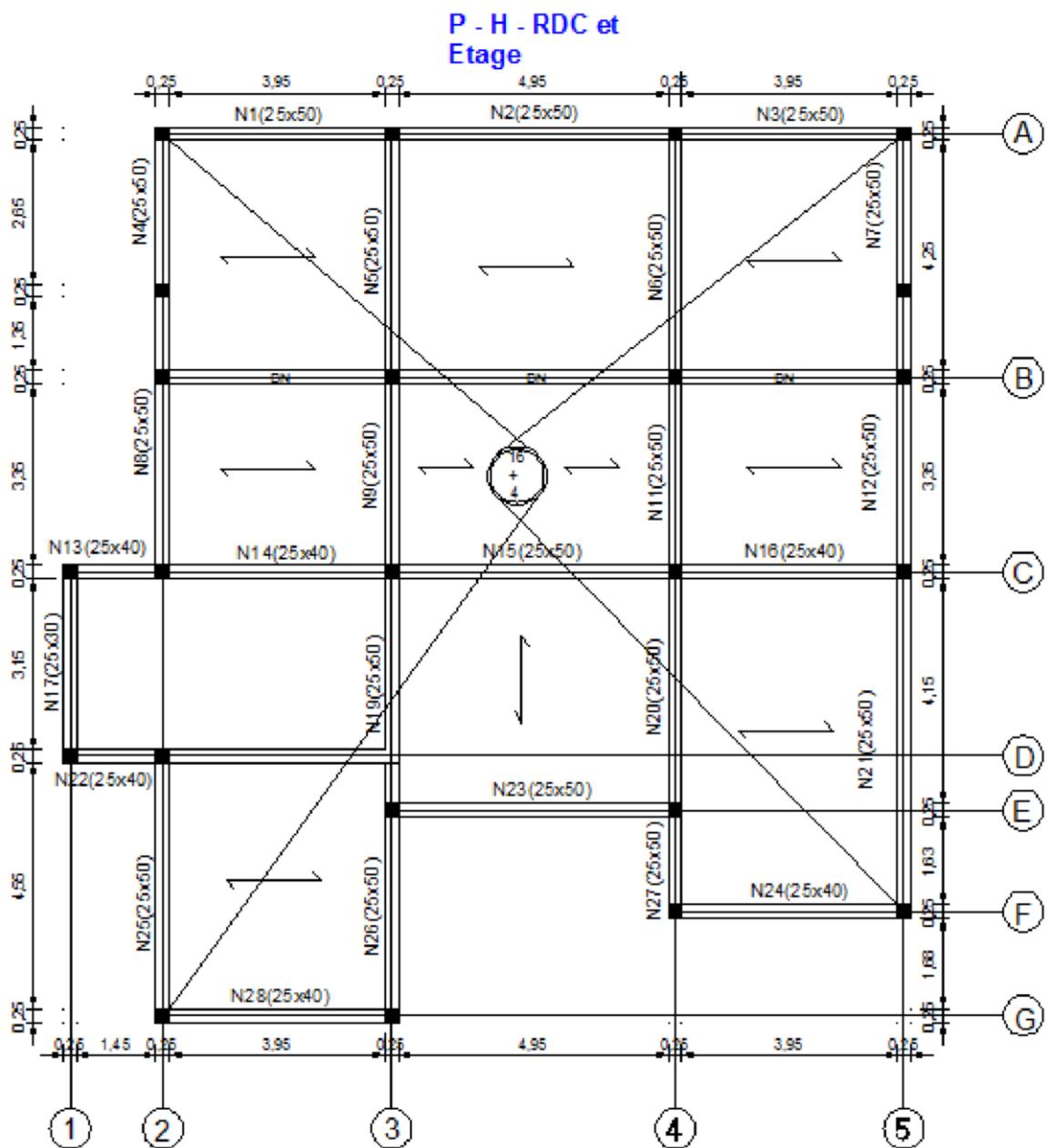
K) Chargement des poteaux

La structure est du type plan libre, ce qui signifie que les murs sont non porteurs et que les planchers et leurs poutres sont supportés par des poteaux de même section (25 x 25).

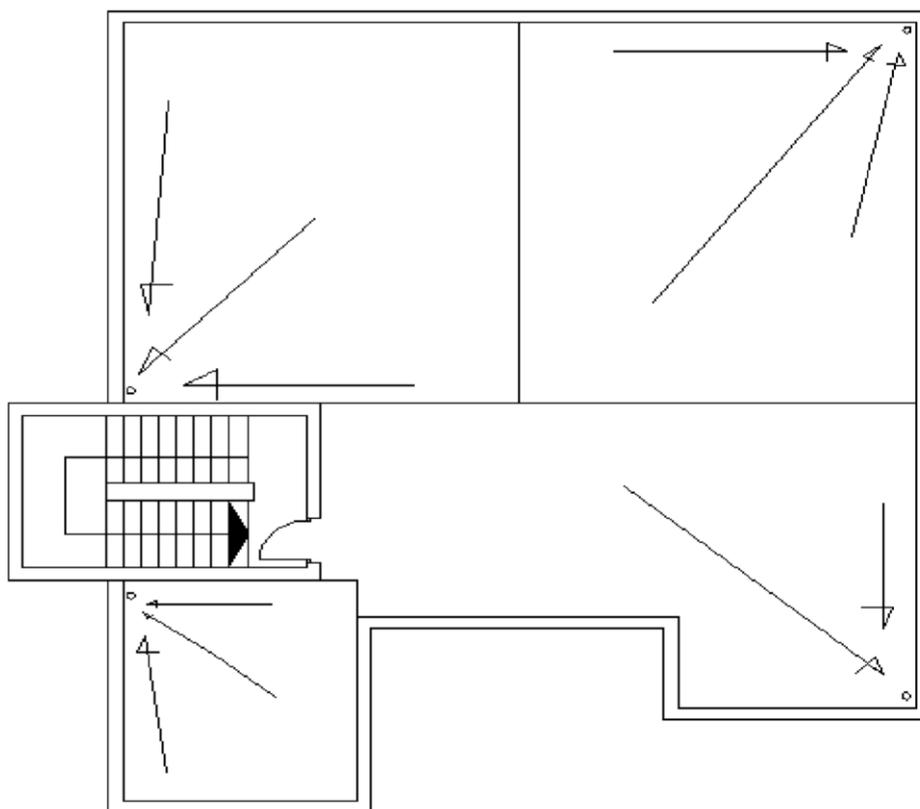
En effet, dans l'ordre chronologique, les murs et les planchers reposent sur les poutres et ces dernières transmettent leurs réactions aux poteaux en dessous.

Les poutres

Plan coffrage RDC et étage



Toiture Terrasse



1 - Prédimensionnement

Le pré-dimensionnement des poutres se fait d'une manière forfaitaire. Poutre de section (b x h)

Détermination de la largeur b

Quand les poteaux sont les seuls éléments porteurs, il faut que b soit ≥ 25 cm ; mais dans le cas où les voiles sont présents $b \geq 20$ cm.

Détermination de la hauteur h

La condition sur la hauteur des poutres est donné en fonction de la portée L de la poutre par :

$$L/20 \leq h \leq L/10$$

$h \geq 30$ cm et $0,3 h \leq b \leq 0,7 h$.

Dans notre cas (poutre N21), $L_{\max} = 6,03$; $30 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$. On prend $h = 30$ cm.

La largeur « b » des poutres est en général égale à l'épaisseur des poteaux, soit 25cm.

2 - Méthodes de calcul des moments sur appuis et en travées

Pour déterminer les moments sur appuis et en travées, on peut utiliser la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot ou la méthode de Caquot minoré (Caquot modifié), selon que les conditions citées ci-dessous sont vérifiées ou non.

- a) $Q \leq \text{Min}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$.
 - b) Les moments quadratiques des sections transversales sont identiques le long de la poutre.
 - c) Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ($0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$).
 - d) La fissuration ne compromet pas la tenue du béton et de ses revêtements.
- Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- Si a n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot.
- Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minoré (Caquot modifié).

2 - Etude de la poutre N1 N2 et N3

Charges Appliqués :

	Charges Permanentes (KN/m ²)	Charges d'exploitations (KN/m ²)
Plancher	G = 4.65 KN/m ²	Q = 1,75

a) Vérification des Hypothèses de la Méthode Forfaitaire

Vérification	Condition	Jugement
Q=1,75KN/m ² et Min (2G ; 5)=5KN/m ²	Q<Min (2G;5)	<i>Vérifiée</i>
3,95 /4.95 = 0,80	0,8≤Li/li+1≤1,25	<i>Vérifiée</i>
Même section (25x30), tout au long de la poutre, donc même moment quadratique		<i>Vérifiée</i>
Fissurations peu préjudiciable		<i>Vérifiée</i>

Les conditions a, b, c et sont satisfaites d'où l'application de la méthode forfaitaire (MF).

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appuis M_{aw} et M_{ae} doivent vérifier :

- $M_t + (M_{aw} + M_{ae}) / 2 \geq \text{Max} ((1 + 1,03\alpha) M_o ; 1,05 M_o)$.
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_o / 2$, dans une travée intermédiaire.
 $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_o / 2$, dans une travée de rive.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui de rive est nulle
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 - ⊗ 0,6 M_o , pour une poutre à deux travées,
 - ⊗ 0,5 M_o , pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
 - ⊗ 0,4 M_o , pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_o est le sup de part et autre de l'appui de la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée).

$\alpha = Q / (G + Q)$, le rapport des charges d'exploitation et la somme des charges non pondérés.

b) Calcul des charges linéaires

$$\checkmark g = G \times (4,25/2) + 0,25 \times 0,30 \times 25 + 5,25 = \underline{17,00 \text{ kNm}}$$

$$\checkmark q = Q \times (4,25/2) = \underline{3,72 \text{ kNm}}$$

ELU:

$$P_u = 1,35 \times g + 1,5 \times q$$

$$P_u = 1,35 \times 17,00 + 1,5 \times 3,72 = \underline{28,53 \text{ kNm}}$$

ELS:

$$P_s = g + q$$

$$P_s = 17,00 + 3,72 = \underline{20,72 \text{ kNm}}$$

c) Calcul du moment de référence : Mo

Travées 1 et 3

$$M_{o1} = \frac{pl^2}{8}$$

ELU:

$$M_{o1u} = P_u \times (l_1)^2/8 = 28,53 \times (3,95)^2/8 = \underline{55,64 \text{ kNm}}$$

ELS:

$$M_{o1s} = P_s \times (l_1)^2/8 = 20,72 \times (3,95)^2/8 = \underline{40,41 \text{ kNm}}$$

Travée 2

ELU:

$$M_{o2u} = P_u \times (l_2)^2/8 = 28,53 \times (4,95)^2/8 = \underline{87,38 \text{ kNm}}$$

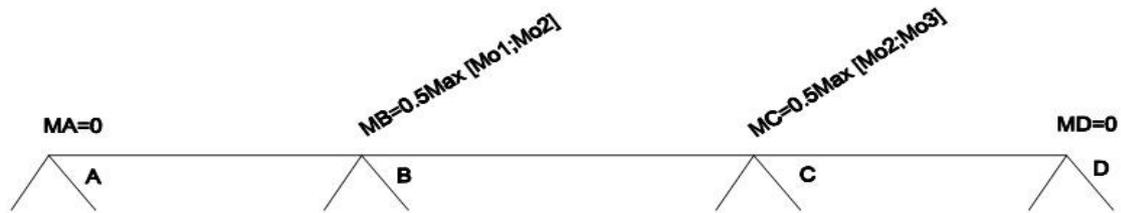
ELS:

$$M_{o2s} = P_s \times (l_2)^2/8 = 20,72 \times (4,95)^2/8 = \underline{63,46 \text{ kNm}}$$

d) Calcul des moments d'appuis

$$\text{ELU: } M_B = M_C = 43,69 \text{ kNm}$$

$$\text{ELS: } M_B = M_C = 31,73 \text{ kNm}$$



Donc : $M_B = 0,5 M_{02}$

$$M_C = 0,5 M_{02}$$

ELU :

$$M_{BU} = M_{CU} = 0,5 \times 87,38 = \underline{43,69 \text{ kNm}}$$

ELS:

$$M_{BS} = M_{CS} = 0,5 \times 63,46 = \underline{31,73 \text{ kNm}}$$

e) Calcul des moments en travées

Nous avons :

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1,75 / (4,65 + 1,75)$$

$$\alpha = 0,273$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,082$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,541$$

$$1,2 + 0,3 \alpha = 1,282$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,64$$

Travées 1 et 3

$$M_{t1} + (M_{aw} + M_{ae}) / 2 \geq \text{Max} [(1 + 0,3\alpha) M_{o1} ; 1,05 M_{o1}]$$

$$M_{t1} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max} [(1 + 0,3\alpha) M_{o1} ; 1,05 M_{o1}]$$

$$M_{t1} \geq 1,082 M_{o1} - (0,5 / 2) M_{o2}$$

$$M_{t1} \geq [1,082 - 0,25 (M_{o2} / M_{o1})] M_{o1}$$

$$M_{t1} \geq [1,082 - 0,25 \times (l_2 / l_1)^2] M_{o1}$$

$$M_{t1} \geq \underline{\underline{0,690 M_{o1}}}$$

$$M_{t1} \geq [(1,2 + 0,3\alpha) / 2] M_{o1} \text{ (travée de rive)}$$

$$\underline{\underline{M_{t1} \geq 0,64 M_{o1}}}$$

D'où :

$$M_{t1} \geq \text{Max} [0,690 ; 0,640] M_{o1}$$

$$M_{t1} \geq \underline{\underline{0,69 M_{o1}}}, \text{ on prend } \underline{\underline{M_{t1} = 0,70 M_{o1}}}$$

ELU :

$$M_{t_{1u}} = M_{t_{3u}} = 0,70 \times 55,64 = \underline{\underline{38,95 \text{ kNm}}}$$

ELS:

$$M_{t_{1s}} = M_{t_{3s}} = 0,70 \times 40,41 = \underline{\underline{28,29 \text{ kNm}}}$$

Travées 2

$$M_{t2} + (M_{aw} + M_{ae}) / 2 \geq \text{Max} [(1 + 0,3\alpha) M_{o2} ; 1,05 M_{o2}]$$

$$M_{t1} + (M_B + M_C) / 2 \geq \text{Max} [(1 + 0,3\alpha) M_{o2} ; 1,05 M_{o2}]$$

$$M_{t2} \geq 1,082 M_{o2} - 0,5 M_{o2}$$

$$M_{t2} \geq [1,082 - 0,5] M_{o2}, \text{ c'est à dire } M_{t2} \geq \underline{\underline{0,583 M_{o2}}}$$

$$M_{t2} \geq [(1 + 0,3\alpha) / 2] M_{o2} \text{ (travée intermédiaire)}. M_{t2} \geq \underline{\underline{0,541 M_{o2}}}$$

D'où :

$$M_{t2} \geq \text{Max} [0,583 ; 0,541] M_{o2}$$

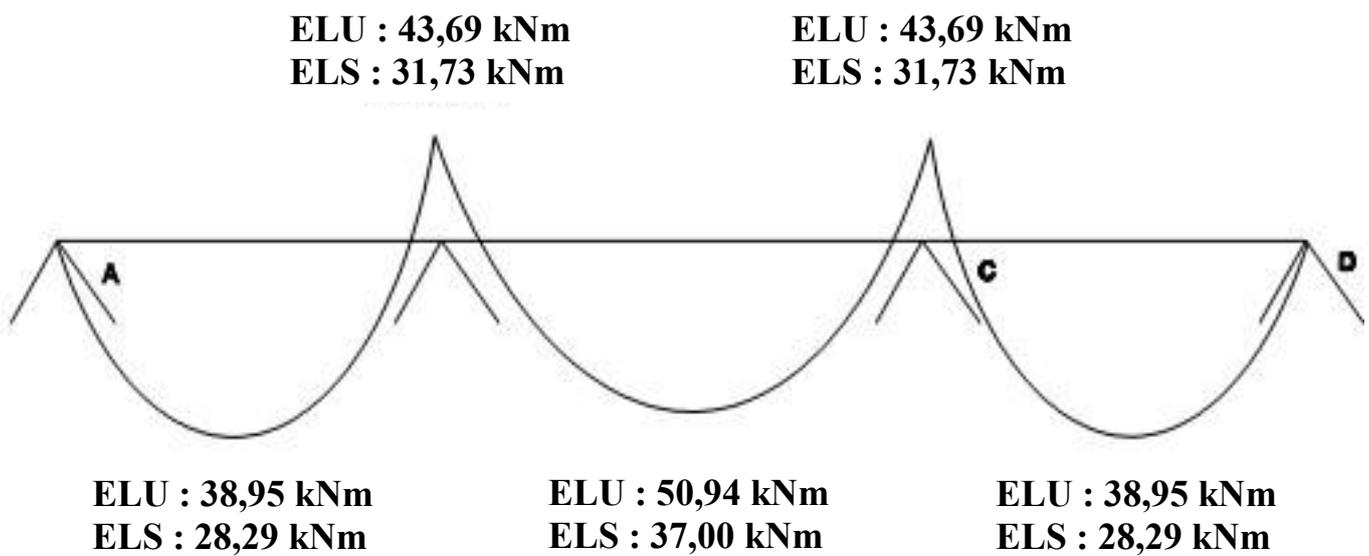
$$M_{t2} \geq 0,583 M_{o2}, \text{ on prend } \underline{M_{t2} = 0,583 M_{o2}}$$

ELU:

$$M_{t2u} = 0,583 \times 87,38 = \underline{50,94 \text{ kNm}}$$

ELS:

$$M_{t2s} = 0,583 \times 63,46 = \underline{37,00 \text{ kNm}}$$



f) Ferrailage

$$f_{bcu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \qquad f_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1,15, f_{c28} = 22 \text{ MPa et } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{stu} = 435 \text{ MPa. } f_{bcu} = 12,47 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{c28}}$$

$$b = 25 \text{ cm, } d = 0,9h = 27 \text{ cm et } f_{c28} = 22 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right); \quad y = 1,25 d \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

Travées 1 et 3

$$M_u = M_{t1} = 38,950 \text{ kNm}$$

$$M_s = M_{s1} = 28,29 \text{ kNm}$$

$$\mu_u = 0,171 \text{ et } \alpha_u = 0,236.$$

$\mu_u < 0,186$ ($\mu_u < \mu_{AB}$) \rightarrow Pivot A. La poutre est à armature simple. Asc = 0.

Le béton travaille bien car $0,167 < 0,236 < 0,259 < 0,617$ ($\alpha_{\min} < \alpha_u < \alpha_{AB} < \alpha_I$) ou bien

Le béton travaille bien car $0,125 < 0,171 < 0,186 < 0,372$ ($\mu_{\min} < \mu_u < \mu_{AB} < \mu_I$).

Le calcul de la section d'acier tendue donne :

$$A_{st} = \frac{0,8 y b f_{bcu}}{f_{stu}}$$

$$A_{st} = \underline{\underline{3,65 \text{ cm}^2}}. \text{ On prendra } \underline{\underline{4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2}}$$

Travées 2

$$M_u = M_{t2} = 50,94 \text{ kNm}$$

$$M_s = M_{s2} = 37,00 \text{ kNm}$$

$$\mu_u = 0,224 \text{ et } \alpha_u = 0,321.$$

$$\mu_u > 0,186 (\mu_u > \mu_{AB}) \text{ ou } \alpha_u > 0,259 (\alpha_u > \alpha_{AB}) \rightarrow \text{Pivot B.}$$

Est-ce que l'acier A_{st} travaille bien ?

$$\mu_u < 0,372 (\mu_u < \mu_l) \text{ ou } \alpha_u < 0,617 (\alpha_u < \alpha_l) \rightarrow \text{La poutre est à armature simple.}$$

Le calcul de la section d'acier tendue donne :

$$A_{st} = \frac{0,8 y b f_{bcu}}{f_{stu}}$$

$$A_{st} = \underline{\underline{4,97 \text{ cm}^2}}. \text{ On prendra } \underline{\underline{4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2}}$$

Les armatures chapeaux

$$M_u = M_{BU} = M_{CU} = 43,69 \text{ kNm}$$

$$M_s = M_{BS} = M_{CS} = 31,73 \text{ kNm}$$

$$\mu_u = 0,192 \text{ et } \alpha_u = 0,269.$$

$$\mu_u > 0,186 (\mu_u > \mu_{AB}) \text{ ou } \alpha_u > 0,259 (\alpha_u > \alpha_{AB}) \rightarrow \text{Pivot B.}$$

Est-ce que l'acier A_{st} travaille bien ?

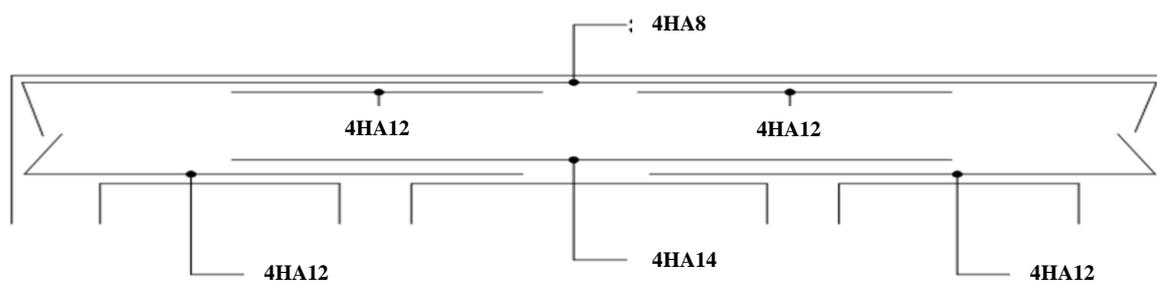
$$\mu_u < 0,372 (\mu_u < \mu_l) \text{ ou } \alpha_u < 0,617 (\alpha_u < \alpha_l) \rightarrow \text{Les chapeaux sont à armature simple.}$$

Le calcul de la section d'acier chapeaux donne :

$$A_{st} = \frac{0,8 y b f_{bcu}}{f_{stu}}$$

$$A_{st} = \underline{\underline{4,16 \text{ cm}^2}}. \text{ On prendra } \underline{\underline{4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2}}$$

j) Disposition longitudinale des armatures des poutres N1, N2, N3.



LES POTEAUX

1- Généralités sur le pré-dimensionnement des poteaux

Poteaux de section (a x b).

Pour les poteaux en béton armé, l'élancement $\lambda \leq 70$.

Valeur du coefficient de flambage α :

Pour $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

Pour $50 < \lambda \leq 70$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

De plus :

- Si plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours $\Rightarrow \alpha = \alpha$
- Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours $\Rightarrow \alpha = \alpha / 1.10$
- Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge $j < 28$ jours $\Rightarrow \alpha = \alpha / 1.20$ et on remplace f_{c28} par f_{cj}

Se fixer un élancement $\lambda \leq 35$

Déterminer le coefficient de flambage ($\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708$)

Calculer la section réduite de béton avec $A_{th} = 0$ à partir de la relation qui permet de calculer l'effort normal.

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

C'est-à-dire :

$$B_r \geq \frac{0,9 \gamma_b}{\alpha f_{c28}} N_u$$

B_r en m^2 , N_u en MN et f_{c28} en MPa.

Avec $\alpha = 0,708$ et $\gamma_b = 1,5$ nous avons : $B_r = 1,907 \frac{N_u}{f_{c28}}$

La moitié des charges est appliquée avant 90 jours $\Rightarrow \alpha = \alpha / 1,10$

Avec $\alpha = 0,644$ et $\gamma_b = 1.5$ nous avons : $B_r = 2,097 \frac{Nu}{f_c 28}$

Calcul des dimensions du poteau

L_0 longueur libre d'un poteau.

$L_f = 0,7 \times L_0$ pour les poteaux situés à l'intérieur d'un bâtiment.

$L_f = L_0$ pour les poteaux du bâtiment situés à l'angle ou en rive.

- Si la section est carrée : $\frac{L_f \sqrt{3}}{17,5} \leq a \leq 0,02 + \sqrt{B_r}$

- Si la section est rectangulaire :

$$a \geq \frac{L_f \sqrt{3}}{17,5} \qquad b \geq \frac{B_r}{(a - 0,02)} + 0,02$$

Si $b < a \Rightarrow b = a$ (poteau carré)

B_r en m^2 , L_f en m, a et b en m.

Coffrage minimal : La plus petite dimension d'un poteau doit-être au minimum égale à 25 cm.

2- Etude du Poteau PC4

a) Descente de charge

➤ Rectangle de charge

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité, la section afférente (surface d'influence) est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

$$S_1 = (4,95/2 \times 3,35/2) + (3,95/2 \times 3,35/2) = 7.45$$

$$S_2 = (4,95/2 \times 4.15/2) + (3,95 \times 4.15/2) = 9.23$$

$$S = S_1 + S_2 = \underline{16,68m^2}$$

Charge transmise par plancher terrasse accessible

$$\mathbf{G_T = 6,99 \text{ kN/m}^2 - Q_T = 1,75 \text{ kN/m}^2}$$

• Charge permanente

$$\text{Dalle: } G_T \times S \dots\dots\dots = 116,59 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre } N_{11} : 0,25 \times 0,3 \times (3,35/2) \times 25 \dots\dots\dots = 3,14 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre } N_{15} : 0,25 \times 0,3 \times (4,95/2) \times 25 \dots\dots\dots = 4,64 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre } N_{16} : 0,25 \times 0,3 \times (3,95/2) \times 25 \dots\dots\dots = 3,70 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre } N_{20} : 0,25 \times 0,3 \times (4.15/2) \times 25 \dots\dots\dots = 3,89 \text{ kN}$$

$$\text{Total :} \dots\dots\dots \mathbf{g_T = 131,96 \text{ kN}}$$

• Charge d'exploitation

$$Q_T \times S \dots\dots\dots \mathbf{q_T = 29.19 \text{ kN}}$$

Charge transmise par plancher RDC

$$\mathbf{G_{PR} = 4,65 \text{ kN/m}^2 - Q_{PR} = 1,75 \text{ kN/m}^2 - Q_M = 5,25 \text{ kN/m}}$$

- Charge permanente

Dale: $G_{PR} \times S \dots\dots\dots = 77.56\text{KN}$

Poutre N_{11} : $0,25 \times 0,3 \times (3,35/2) \times 25 \dots\dots\dots = 3,14 \text{ kN}$

Poutre N_{15} : $0,25 \times 0,3 \times (4,95/2) \times 25 \dots\dots\dots = 4,64 \text{ kN}$

Poutre N_{16} : $0,25 \times 0,3 \times (3,95/2) \times 25 \dots\dots\dots = 3,70 \text{ kN}$

Poutre N_{20} : $0,25 \times 0,3 \times (4,15/2) \times 25 \dots\dots\dots = 3,89 \text{ kN}$

Mur sur N_{11} : $5,25 \times (3,35/2) \dots\dots\dots = 8,79 \text{ kN}$

Mur sur N_{15} : $5,25 \times (4,95/2) \dots\dots\dots = 12,99 \text{ kN}$

Mur sur N_{16} : $5,25 \times (3,95/2) \dots\dots\dots = 10,37 \text{ kN}$

Mur sur N_{20} : $5,25 \times (4,15/2) \dots\dots\dots = 10,89\text{KN}$

Total : $\dots\dots\dots g_{PR} = 135,97 \text{ kN}$

- Charge d'exploitation

$Q_{PR} \times S \dots\dots\dots q_{PR} = 29, 19 \text{ kN}$

b) Pré-dimensionnement

NIVEAU	Charges permanentes (kN)		Charges d'exploitations (kN)		Nu (kN)
	partielle	cumulée	partielle	cumulée	
1ere	131,96	131,96	29,19	29,19	221,93
RDC	135,97	267,93	29,19	58,38	449,28

$L_0 = 3 \text{ m.}$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 2,1 \text{ m} \rightarrow a \geq 20,78 \text{ cm, on prend } a = 25 \text{ cm.}$

$$a \geq \frac{L_f \sqrt{3}}{17,5}$$

Pour calculer la section réduite B_r , nous allons supposer que la majorité des charges sur le poteau est appliquée avant 90 jours.

$$B_r = 2,097 \frac{N_u}{f_c 28}$$

En plus, on doit tenir compte d'une surcharge due au poids propre du poteau sur les deux niveaux.

En prenant le minimum pour b , soit 25 cm, nous avons :

Le poids propre sur un niveau est donné par : $G_{pp} = (0,25 \times 0,25 \times 3 \times 25) \text{ kN} = 4,69 \text{ kN}$.

Le poids propre sur deux niveaux est donné par : $G_{pp} = (0,25 \times 0,25 \times 6 \times 25) \text{ kN}$.

Soit $G_{pp} = 9,38 \text{ kN}$.

Niveau	Section (Cm ²)	GPP (kN)		Charges Permanentes (kN)		Charges d'exploitation (kN)	N _u (kN)
		Partielles	cumulées	Cumulées sans ppp	Cumulées avec ppp		
1 ^{ere}	25 x 25	4,69	4,69	131,96	136,65	29,19	228,26
RDC	25 x 25	4,69	9,38	267,93	277,31	58,38	461,94

Dans ce cas à la base du poteau au niveau du RDC, $N_u = 1,35 (267,93 + 9,38) + 1,5 \times 58,38$.

$N_u = 461,94 \text{ kN}$ et $B_r = 440,31 \text{ cm}^2$ ou $440,31 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.

$$b \geq \frac{B_r}{(a - 0,02)} + 0,02$$

Le calcul donne $b \geq 21,14 \text{ cm}$, donc on prend le minimum pour b , soit $b = 25 \text{ cm}$.

Le poteau est carré : 25 cm x 25 cm.

c) Ferraillage du poteau

Calcul de l'élanement λ avec $L_f = 210$ cm et $a = 25$ cm.

$\lambda = 29,10$. Donc $\alpha = 0,68$.

La section des armatures longitudinales est donnée par :

Avec $A_s \min \leq A_s \text{ calculée} \leq A_s \max$

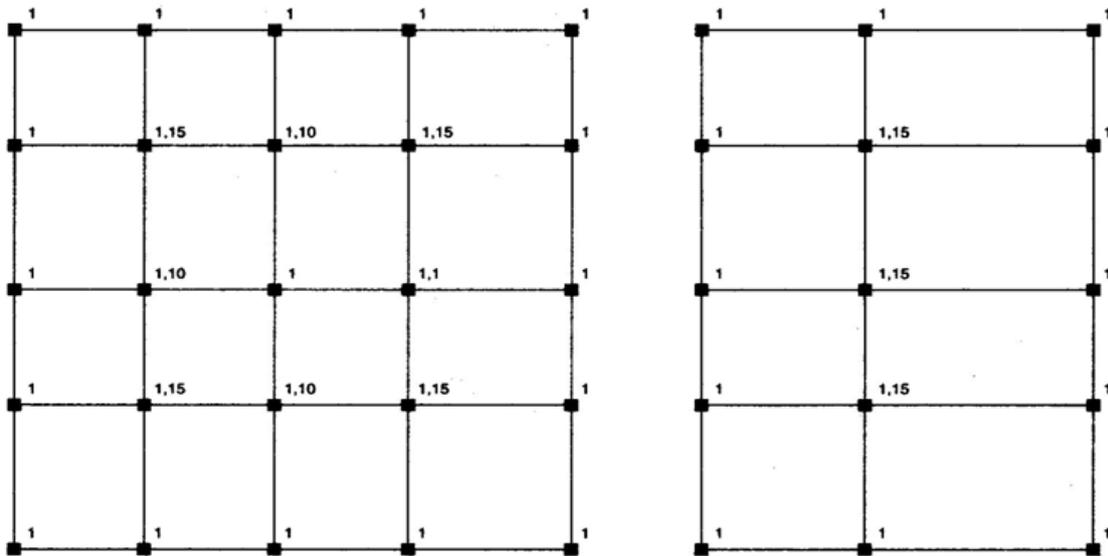
$A_s \min \geq \max(4p ; 0,2\%B)$, p : périmètre de la section en m^2 et le résultat en cm^2 .

$A_s \max = 5\%B$.

Le poteau C4 est une fois voisin d'un poteau de rive, donc les charges sont majorées de 10%.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}L_f}{a}$$

$$A_{s \text{ calculée}} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_c}$$



Niveau	Section (Cm ²)	N _u (kN)	10%N _u (kN)	N _u (kN)
1 ^{ere}	25 x 25	228,26	22,826	251,09
RDC	25 x 25	461,94	46,194	466,56

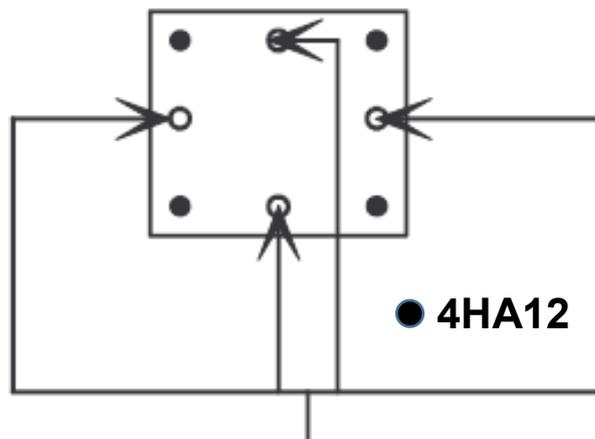
Tableau récapitulatif

Niveau	Section (cm ²)	Nu (kN)	Lc (m)	λ	α	Br (cm ²)	As calculée (Cm ²)	As min (cm ²)	As max (cm ²)	As (cm ²)
RDC	625	466,56	2,10	29,10	0,68	529	-4,04	4,00	31,25	4,00
1 ^{ere}	625	251,09	2,10	29,10	0,68	529	-11,33	4,00	31,25	4,00

On ferraille avec A_s min.

$A_s = \underline{4,00 \text{ cm}^2}$. On prendra $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Section : 25 cm x 25 cm



aciers non pris
en compte dans les calculs

Etude des Semelles

1- Etude de la semelle sous le poteau C4

a) Paramètres d'une semelle isolée centré

N_u , la charge transmise au sol. $N_u = 466,56 \text{ kN}$.

Les dimensions en plan de la semelle (en cm), sont A et B.

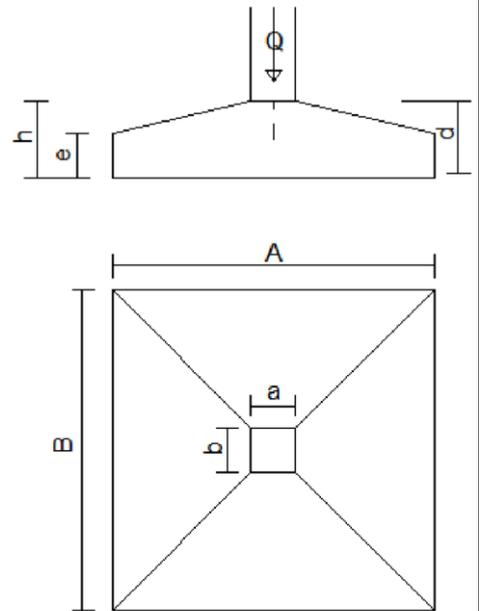
Les dimensions en plan du poteau (en cm), sont a et b.

La hauteur utile de la semelle (en cm), est d.

La hauteur total en (cm), est h.

L'épaisseur de la semelle est e.

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} = 0,25 \text{ MPa}$.



b) Pré-dimensionnement

La condition de résistance est donnée par : $\frac{N_u}{A \times B} \leq \sigma_{sol}$ et $A \times B \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$

La semelle a des dimensions homothétiques au poteau.

Nous avons $a = b = 25 \text{ cm}$ et $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$

$A \geq 136,61 \text{ cm}$ et $B \geq 136,61 \text{ cm}$. On prend $A = 140 \text{ cm}$ et $B = 140 \text{ cm}$.

La hauteur utile de la semelle est donnée par :

$$\frac{1}{4} \text{ Max } [A - a ; B - b] \leq d \leq \text{Min } [A - a ; B - b].$$

$$28,75 \text{ cm} \leq d \leq 115 \text{ cm}.$$

On prend $d = 30 \text{ cm}$ et $h = 35 \text{ cm}$ car $h = d + 5 \text{ cm}$.

L'épaisseur e de la base de la semelle est donnée par : $e \geq \text{Max} [20 \text{ cm} ; 12\Phi + 6 \text{ cm}]$.

On prend 20 cm.

Vérification des dimensions de la semelle en tenant compte de son poids.

Volume de la semelle : $V = [AxBxe] + [B(2A+a) + b(2a+A)]x \frac{(h-e)}{6}$

$V = 510625 \text{ cm}^3$.

Poids de la semelle = $25 \times 0,510625 = 12,76 \text{ kN}$.

La charge totale sur le sol devient : $N_u = 466,56 + 1,35 \times 12,77 = 483,80 \text{ kN}$.

La contrainte sur le sol est $(N_u/AB) = 0,247 \text{ MPa} = 2,47 \text{ bars}$.

Les dimensions trouvées sont à maintenir. Dans le cas contraire, on augmente progressivement A et B, et on revérifie les calculs.

c) Ferrailage de la semelle

$N_u = 483,80 \text{ kN}$.

$$A_a = \frac{N_u (A - a)}{8d f_e / \gamma_s} \text{ et } A_b = \frac{N_u (B - a)}{8d f_e / \gamma_s}$$

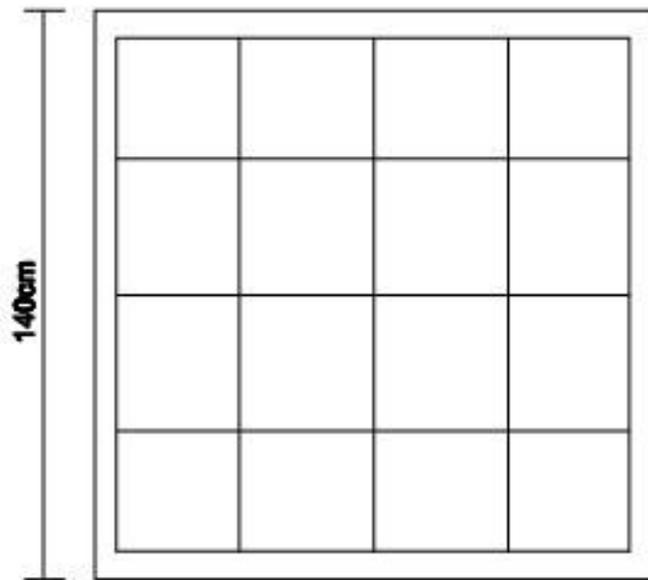
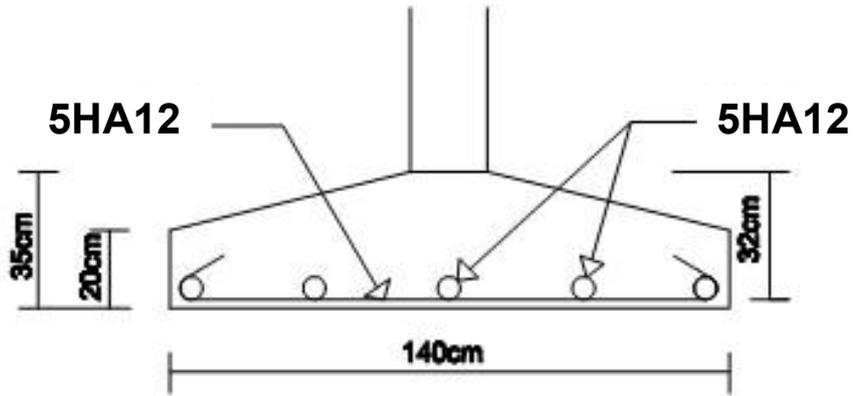
$A_a = A_b = 5,33 \text{ cm}^2$.

On prend **5HA12 = 5,02 cm²**

Remarque :

$12 \times 1,2 \text{ cm} + 6 \text{ cm} = 20,4 \text{ cm}$. On peut garder $e = 20 \text{ cm}$.

SC4



Plan de Fondation

