

# DESSIN DE GENIE CIVIL

Programme 6° CONSTRUCTION

Année scolaire 2020-2021

BRUCE

[www.cours-genie-civil.com](http://www.cours-genie-civil.com)

## CHAP II. LES FONDATION

### II.1. Notions de base

Une construction doit être en position d'équilibre par rapport au sol. Les actions qui s'exercent sur la construction sont :

- Les forces dues à sa masse : force d'attraction de la terre (poids) ;
- Les forces dues au vent, à la neige, à la chaleur solaire ;
- Des forces de contact du sol sur la partie de la maçonnerie qui porte le nom **de fondation**.

### II.2. Notions de base

La fondation est la partie inférieure d'un ouvrage en contact avec le sol destiné à supporter et répartir les poids propres de l'ouvrage et les surcharges de toutes natures

### II.3 Rôle de la fondation

La fondation transmet au sol les effets : des charges permanentes, des charges d'exploitation et des actions climatiques.

Elle reçoit les actions ascendantes du sol. Toutes ces actions constituent un système de forces en équilibre principe de l'égalité des actions réciproque.

### II.4. Types de fondation

Le choix s'effectue souvent à partir de trois critères principaux :

- Assurer la sécurité des habitant ;
- Assurer la stabilité de l'ouvrage : bâtiments, immeubles,... ;
- Adopter une solution économique

Suivant la contrainte admissible de sol en dessin nous avons deux types de fondation qui de celles-ci :

- Fondation superficielle
- Fondation profonde

#### II.4.1 Les fondations superficielles

Généralement les fondations superficielles réalisés en béton armés sont appelés les semelles de fondation nous allons étudiés dans ce cours :

- **Les semelles continues** (Les semelles continues sous murs, Les murs continues sous murs avec grandes ouvertures au-dessus de libage, semelles sous mur excentré, semelle continu en gradin semelle avec empattement, semelle continue sous piliers) ;
- **Les semelles isolées sous piliers** (semelle massive rectangulaire sous piliers, semelle tronconique sous pilier circulaire, semelle avec une seule nervure, semelle avec nervures croisées),
- **Les radiers généraux**

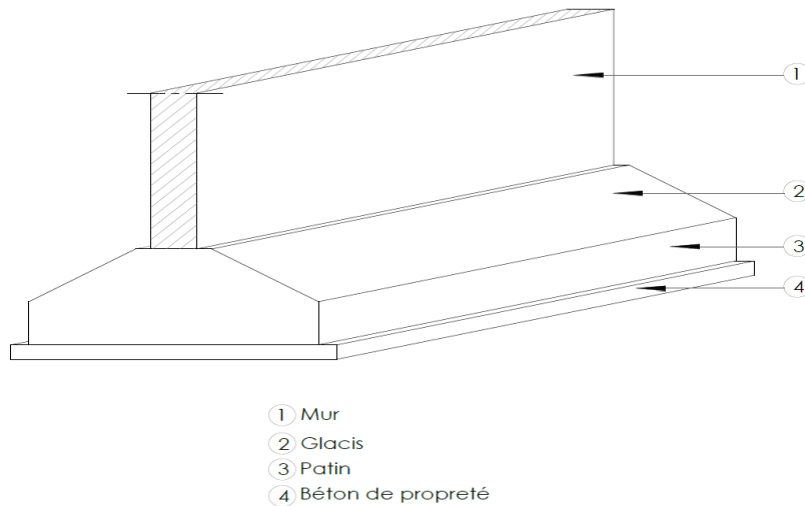
##### II.4.1.1 Les semelles continue sous murs

###### II.4.1.1.1. Description

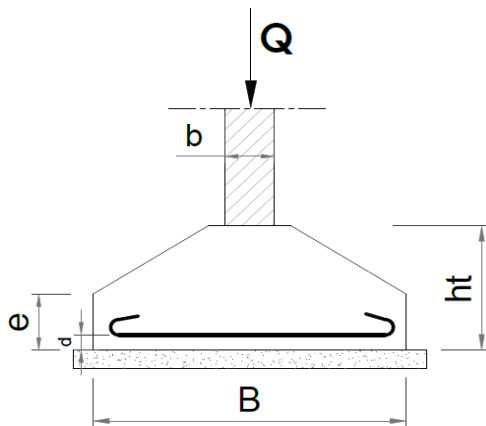
Une semelle continue sous mur est constituée par des empattements destinés à répartir sur le sol de fondation la charge transmise par mur.

On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 5 cm d'épaisseur.

#### II.4.1.1.2. Perspectives



#### II.4.1.1.3. Dimensionnement



Appelons :

$Q$  : la charge à transmettre au sol dans le sens longitudinal du mur en kg/m

$\sigma_s$  : contrainte admissible sur sol en kg/cm<sup>2</sup>

$B$  : la largeur de la semelle en cm

$$B \geq \frac{Q}{100 \sqrt{\sigma_s}}$$

$h_t$  : hauteur totale de la semelle en cm

**NB** : Pour que les contraintes soient uniformément réparties sur le sol et pour que les efforts dans les bielles de béton que nous serons amenés à considérer par la suite soient convenablement transmis aux armatures, les dimensions de la semelle doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Pour la hauteur  $h_t$  à l'aplomb du mur :

$$h_t \geq d + \frac{B - b}{4}$$

- Pour la hauteur du patin :

$$e \geq 6 \phi + 6 \text{ cm}$$

Pour le calcul des armatures, nous avons besoin de l'effort de traction  $F$  en kg

$$F = \frac{Q(B - b)}{8(h_t - d)}$$

La section des armatures principales A, par unité de longueur de la semelle aura pour valeur

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a}$$

Les armatures déterminées ci-dessus seront complétées par des armatures de répartition A<sub>1</sub>, parallèle à l'axe longitudinal du mur, et dont la section sera de l'ordre du quart de celles calculées.

$$A_1 = \frac{A}{4}$$

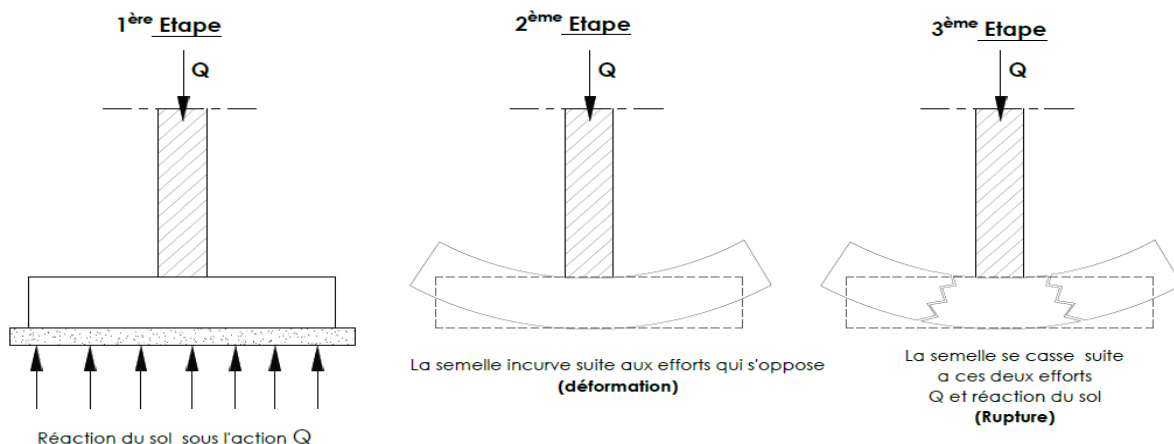
Les sections A et A<sub>1</sub> s'expriment en cm<sup>2</sup>

#### II.4.1.1.4. Disposition constructives

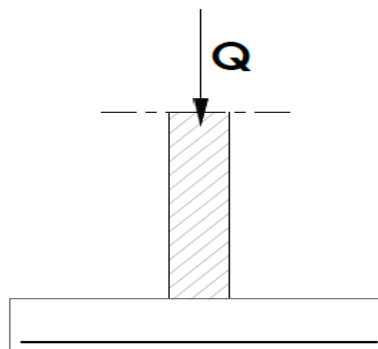
##### II.4.1.1.4.1. Allure de déformation et principe de ferrailage

Comme nous allons signaler ci-haut, les semelles étudiées dans ce cours sont en béton armé. Sous l'action Q et la réaction du sol nous allons observer le comportement de la semelle par les trois étapes successives qui nous donnera avec précision les zones tendues et les zones comprimées voir les figures ci-dessous.

Nous savons très bien que le béton ne résiste pas aux efforts de traction, mais plutôt aux efforts de compression, les zones tendues seront donc armées.

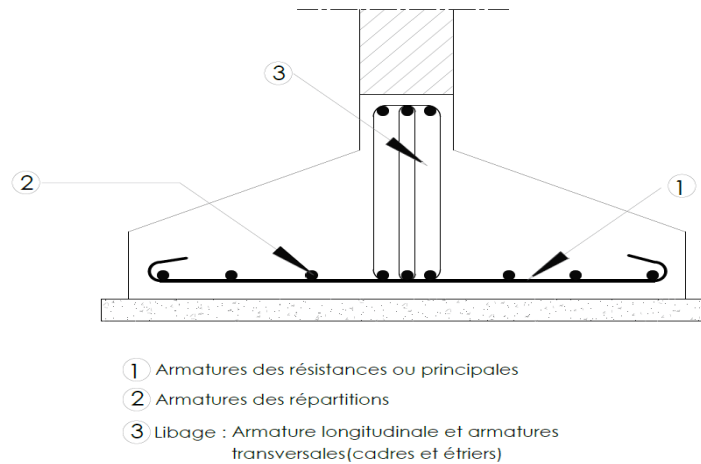


Et comme solution : les fibres de la partie inférieure de la semelle sont tendues.



#### II.4.1.1.4.2. Dessin de ferrailage

Pour permettre de remédier aux tassements différentiels qui peuvent se produire le long de la semelle, on reposera le mur sur la semelle par l'intermédiaire d'un libage. Ce libage est constitué par une poutre comportant des armatures longitudinales et des armatures transversales (les cadres).



#### II.4.1.1.4. Application

Soit une semelle de fondation située sous un mur de 0,35 m d'épaisseur. Charge totale pondérée transmise par le mur 35.000 kg par mètre de longueur. Contrainte admissible sur le sol égale 2 kg/cm<sup>2</sup>. La semelle est en béton peu contrôlé, dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> ; les armatures sont en acier FeE22. La fissuration est préjudiciable ( $k = 10^6$ ). Travail demandé :

1. Calculer les dimensions de la semelle
2. Déterminer les armatures de la semelle
3. Dessiner les dessins de coffrages
4. Dessiner les coupes ou dessin de ferrailages de la semelle

Solution

Nous avons

$$B = \frac{35.000 \text{ kg/m}}{100 \text{ cm} \times 2 \text{ kg/cm}^2} = 175 \text{ cm}$$

$$h_t = 3,5 \text{ cm} + \frac{175 - 35}{4} = 38,5 \text{ cm}$$

$$h_u = h_t - d = 38,5 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

L'effort de traction en kg est :

$$F = \frac{35.000 \text{ kg/m} (175 - 35)}{8 \times 35 \text{ cm}} = \frac{4.900.000}{280} = 17.500 \text{ kg}$$

La section des armatures principales en cm<sup>2</sup>, par mètre de longueur, aura pour valeur :

$$\bar{a} = \frac{2}{3} \sigma_{en} \quad \sigma_{en}(\text{FeE22}) = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{a} = \frac{2}{3} \cdot 2200 = 1466,666 \cong 1467 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{F}{\bar{\nabla}_a} = \frac{17.500}{1467} = 11,93 \text{ cm}^2 \cong 6 \text{ } \varnothing 16 (12,06 \text{ cm}^2) \text{ par m}$$

La section des armatures de repartitions en  $\text{cm}^2$ , par mètre de longueur, aura pour valeur :

$$A_1 = \frac{A}{4} = \frac{11,93}{4} = 2,98 \text{ cm}^2 \cong 4 \varnothing 10 (3,14) \text{ par m}$$

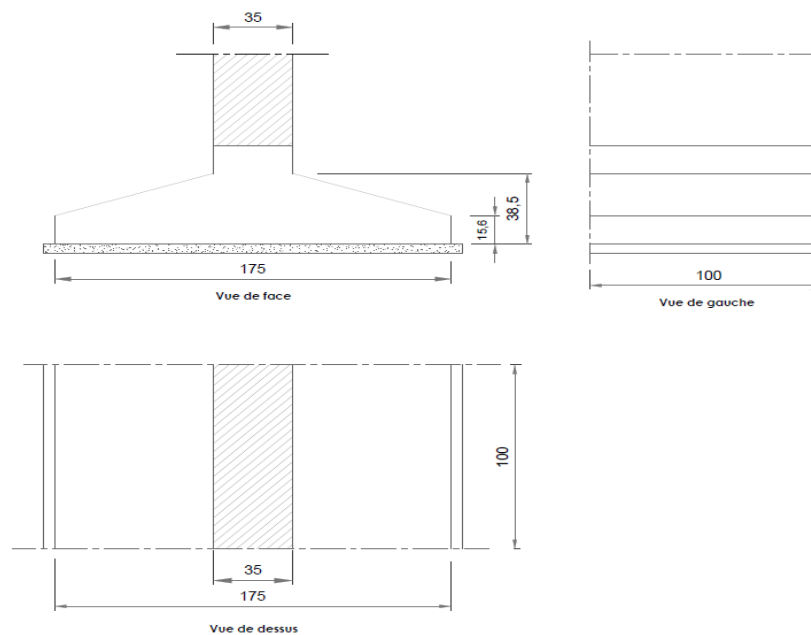
$$e = 6 \varnothing + 6 \text{ cm} = 6 \times 1,6 + 6 \text{ cm} = 9,6 + 6 \text{ cm} = 15,6 \text{ cm}$$

Remarque :

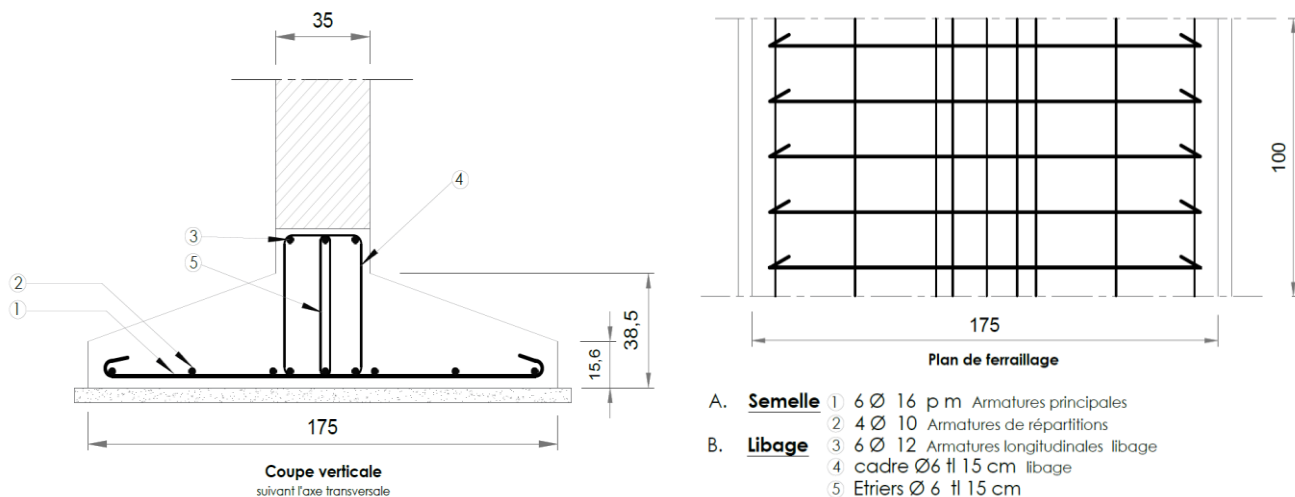
### A. Dessin de coffrage

Le dessin de coffrage est constitué par trois vues à savoir :

- La vue de face
- La vue de gauche
- La vue de dessus



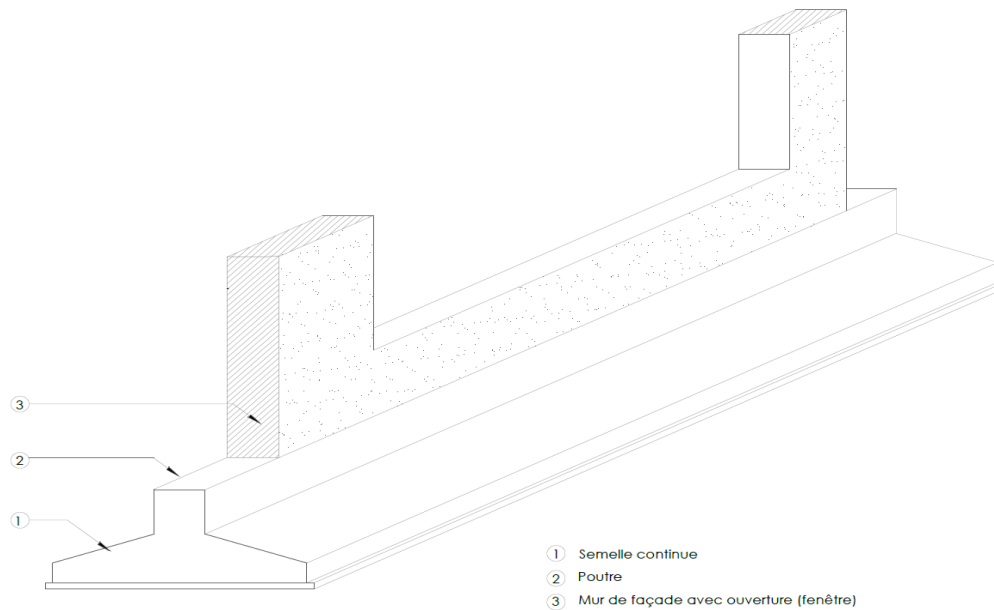
### B. Dessin de ferrailage



### II.4.1.2 Les semelles continue sous murs comportant une grande ouverture

Si une grande baie est située dans le mur qui repose sur la semelle. L'ouverture sera donc au-dessus du libage celui-ci va travailler au droit de cette ouverture comme une poutre chargée du bas vers le haut.

#### A. Perspective



#### B. Dimensionnement

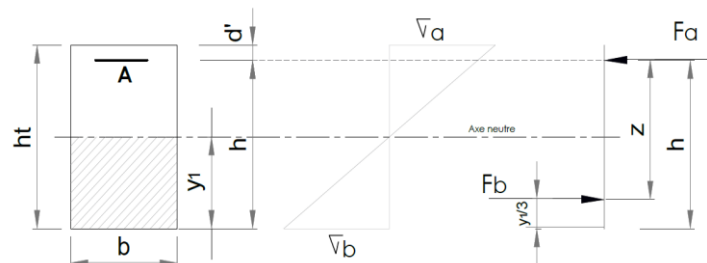
Concernant le dimensionnement de la semelle, nous allons utiliser les mêmes formules décrites ci haut et la poutre (libage) nous allons démontrer ci-dessous :

#### Méthode de calcul des armatures de libage sous l'ouverture

##### 1°. Sous le moment fléchissant en travée dont les dimensions sont connues

Nous avons :

- $ht$  : la hauteur totale du libage en cm
- $h$  : la hauteur utile en cm
- $b$  : la largeur du libage en cm
- $d'$  : distance du C.G à la fibre neutre (distance d'enrobage en cm)
- $z$  : le bras de levier en cm
- $y_1$  : position de l'axe neutre en cm
- $F_b$  : effort dans le béton comprimé en kg
- $F_a$  : effort dans les aciers tendus en kg
- $M_f$  : moment fléchissant en kgm



On peut prendre la hauteur utile :

$$h = h_t - d$$

ou

$$h = \frac{9}{10} \cdot h_t$$

**NB :** Fa et Fb forment un couple résistant élastique qui s'oppose contre le moment fléchissant. Pour déterminer la section des armatures tendues dans les cas d'armatures tendues dans le cas d'armatures simples appliquons la méthode d'approximation successive.

$$F_b = \frac{M_f}{z}$$

$$\sigma_{b'} = \frac{2 \cdot F_b}{b \cdot y_1}$$

$$z = h - \frac{y_1}{3} \quad y_1 = \alpha \cdot h \quad \alpha = \frac{15}{15 + k} \quad k = \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$$

Si nous trouvons la contrainte du béton comprimé égale à la contrainte admissible du béton, les valeurs  $y_1$ ,  $\alpha$  et  $z$  sont exacts.

La section des aciers longitudinaux du libage sera donc :

$$A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z}$$

$$A = \frac{n \pi \phi^2}{4}$$

Mais en général on trouvera la contrainte du béton comprimé inférieure à la contrainte admissible du béton nous recommencerons donc le calcul avec une nouvelle contrainte donnée par l'expression ci-dessous :

$$\sigma_{b'} = \sigma_{b_1} + \frac{\text{contrainte admissible du béton de départ} - \sigma_{b_1}}{6}$$

**Avec :**  $\sigma_{b_1}$  : la contrainte du béton comprimé trouvée en kg/cm<sup>2</sup>

Si la contrainte du béton comprimé est supérieure à la contrainte admissible du béton, la section sera doublement armée et la méthode expliquée ci-dessus n'est pas applicable dans ce cas.

## 2°. Sous l'effort tranchant déterminons la section des armatures transversale (les cadres et étriers) et espacement

L'espacement des cadres et étriers sera donnée par :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

Avec :  $A_t$  : section des armatures transversales en cm<sup>2</sup>

$T$  : effort tranchant en kg ,

$t$  : espacement en cm et

$z$  est le bras de levier en cm

$\bar{\sigma}_{at}$  : Contrainte admissible des aciers transversaux en kg/cm<sup>2</sup>

### C. Principe de ferrailage

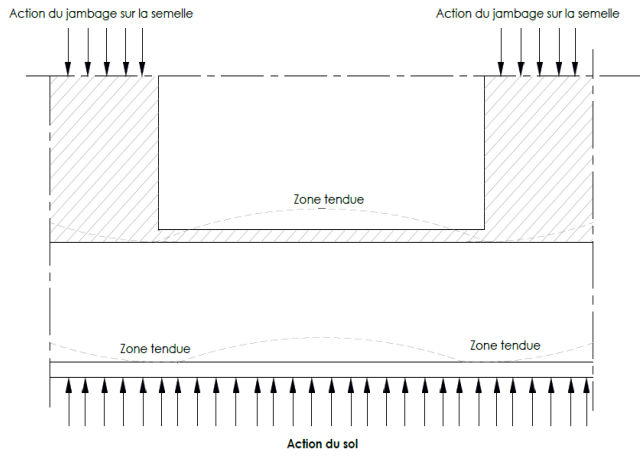
Pour mieux comprendre le principe de ferrailage de type de semelle nous allons étudiés de la manière suivante :

- Dessiner l'allure des déformations des semelles
- Dessiner les zones tendues et comprimées ;
- Montrer les dispositions des aciers ;
- Dessiner les coupes montrant les dessins de ferrailages détaillés

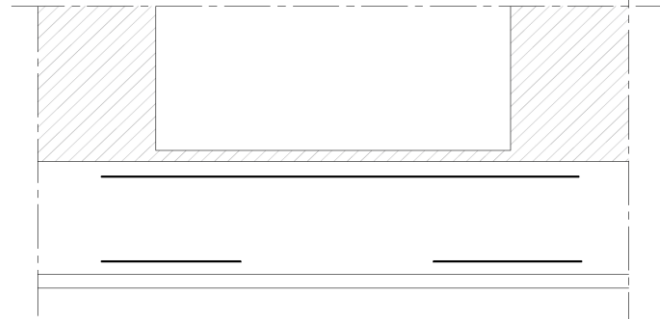


1.

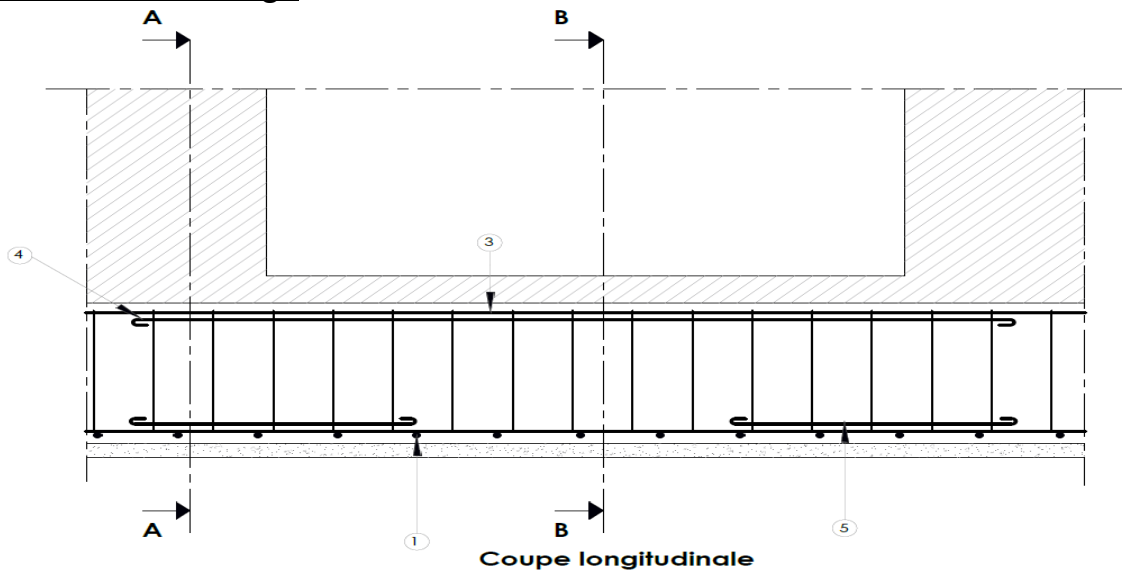
### Allure des déformations de la semelle et repérage des zones tendues

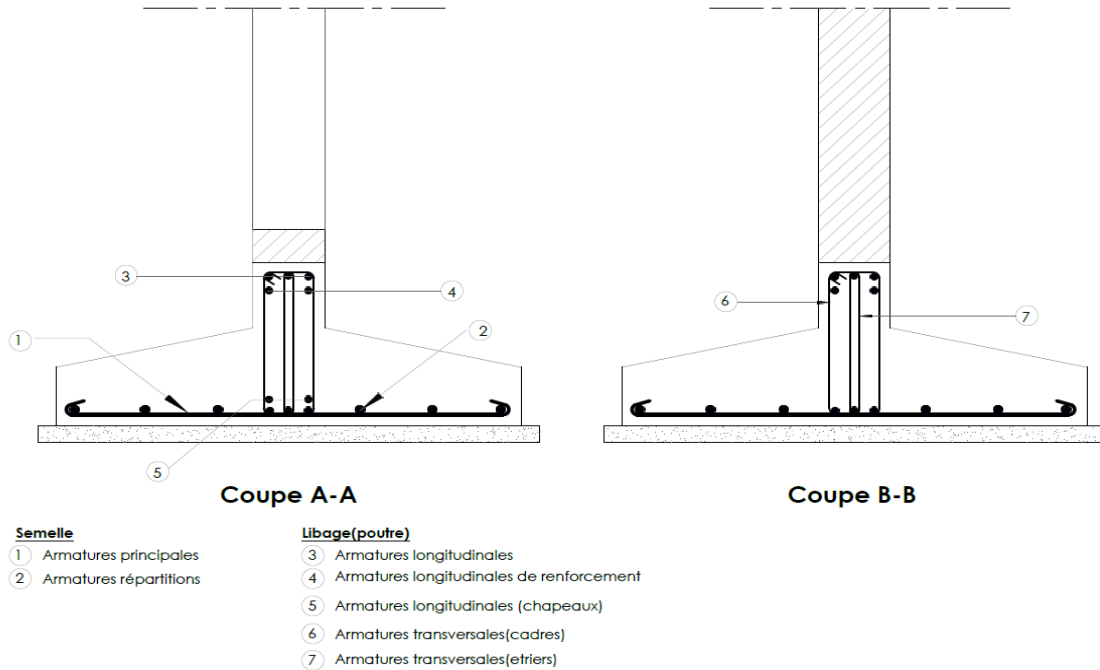


### Dispositions des aciers



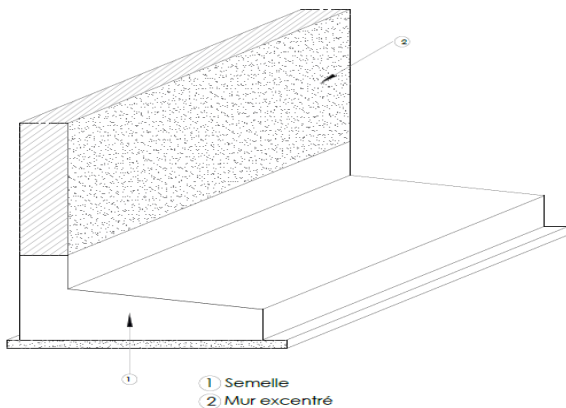
### D. Dessin de ferrailage





### II.4.1.3 Les semelles continue sous murs excentré

#### – Perspective



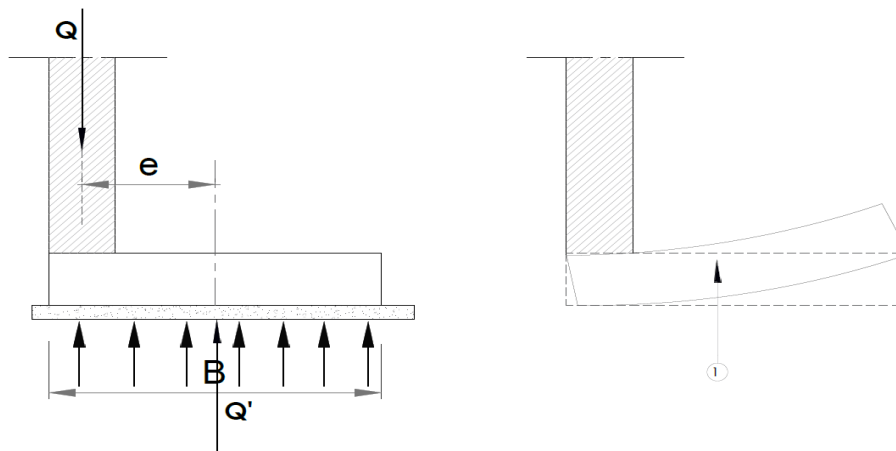
#### – Description

Si la semelle est destinée à supporter un mur situé en limite de parcelle, la charge est dite excentrée, c'est-à-dire que le point d'application de la charge ne coïncide pas avec le centre de gravité de la section de la semelle.

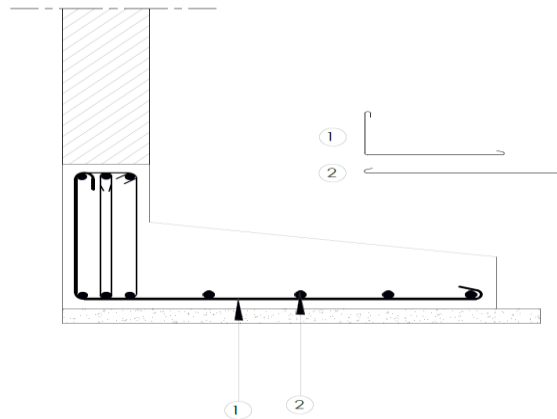
NB :

- on doit limiter le tassement dans le sol de fondation et les déformations consécutives ;
- Assurer des liaisons murs-semelle de fondation, par des potelets en béton armé ;
- Limiter la valeur de l'excentricité :  $e > B/6$  ;

Sous l'effet de  $Q$  le sol réagit si  $Q'$  est la résultante de la réaction du sol on voit que  $Q$  et  $Q'$  sont séparés par une excentricité donc il y a présence d'un moment à la fondation.



Comme solution à ce type de semelle Les armatures principales de la semelle seront donc ancrer dans le mur par retour d'équerre. Voir la fig. ci-dessous. On va aussi renforcer la liaison semelle et mur par une poutre



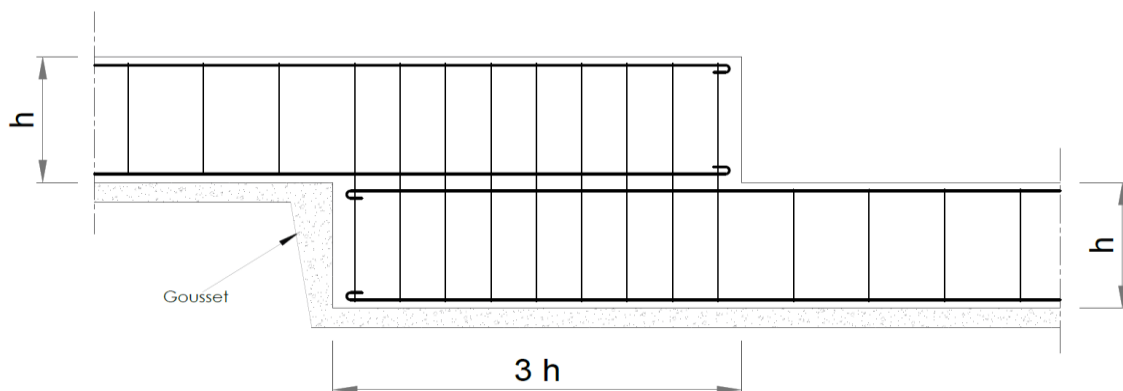
#### II.4.1.4 Les semelles continue sous murs en gradin

Elles sont réalisées lorsque le terrain est en pente pour éviter :

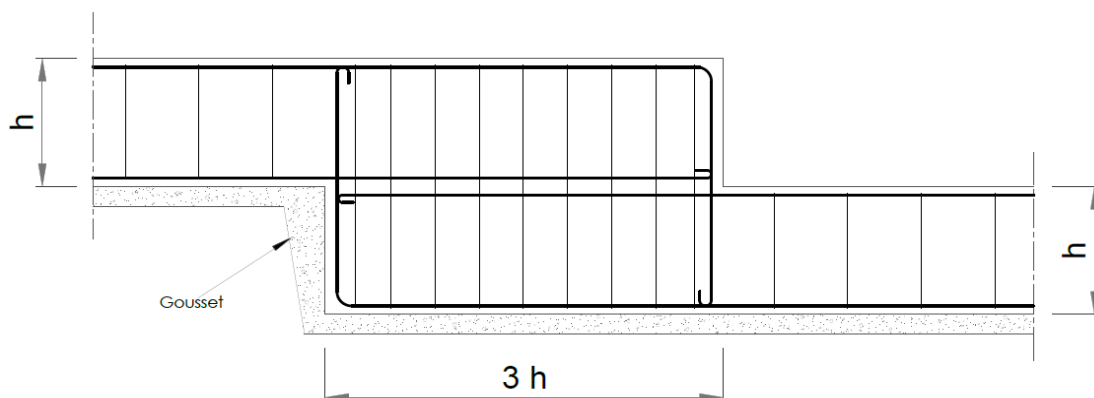
- Le volume important de terrassement ;
- Le volume important de la maçonnerie

1°. Du niveau du décrochement la semelle a tendance à se fissurer et il se crée aussi des poussées au vide comme principe de ferrailage adopté à la figure ci-dessous. L'espacement de cadres et étriers sont réduites au niveau de recouvrement de la semelle.

On place le gousset au béton de propreté parce que dans cet angle il y a des poussées qui risquent de fissurer le béton de propreté.



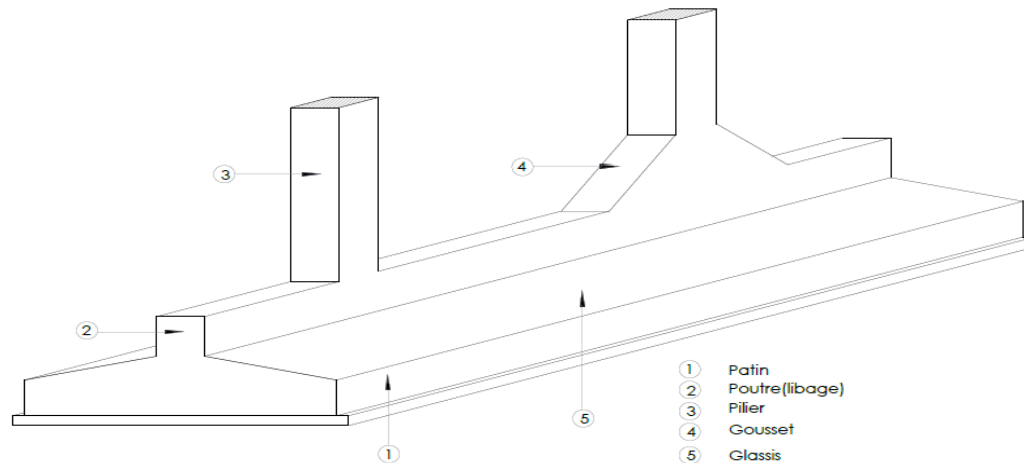
2°. Prolonger les barres (ancrages) de la partie inférieure dans la partie supérieure et les barres de la partie supérieure dans la partie inférieure



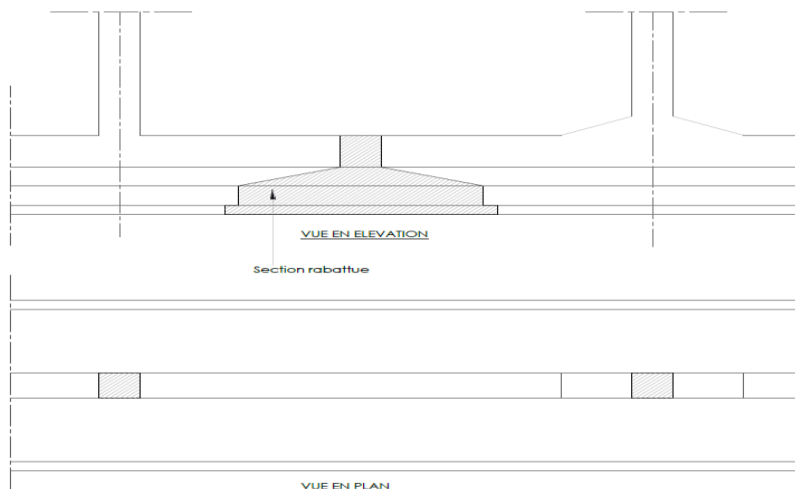
#### II.4.1.4 Les semelles continue sous pilier

Les semelles continues sous piliers sont utilisées :

- Lorsque les semelles isolées sous piliers, on a une tendance à se touchées dans un sens on relie pour faire un élément appelé semelle continue sous pilier ;
- Lorsque le sol n'est pas suffisamment résistant et homogène, il est préférable d'utiliser une semelle continue sous pilier pour limiter le tassement



#### 1. Dessin de coffrage



#### 2. Dessin de ferrailage

##### 2.1. Semelle

Le porte - à - faux de la semelle se calcule comme une console encastrée en ab et soumis à la réaction du sol, toute fois on peut aussi utiliser la méthode ci-dessous :

$$F_y = \frac{Q(By - by)}{8(h_t - d_1)}$$

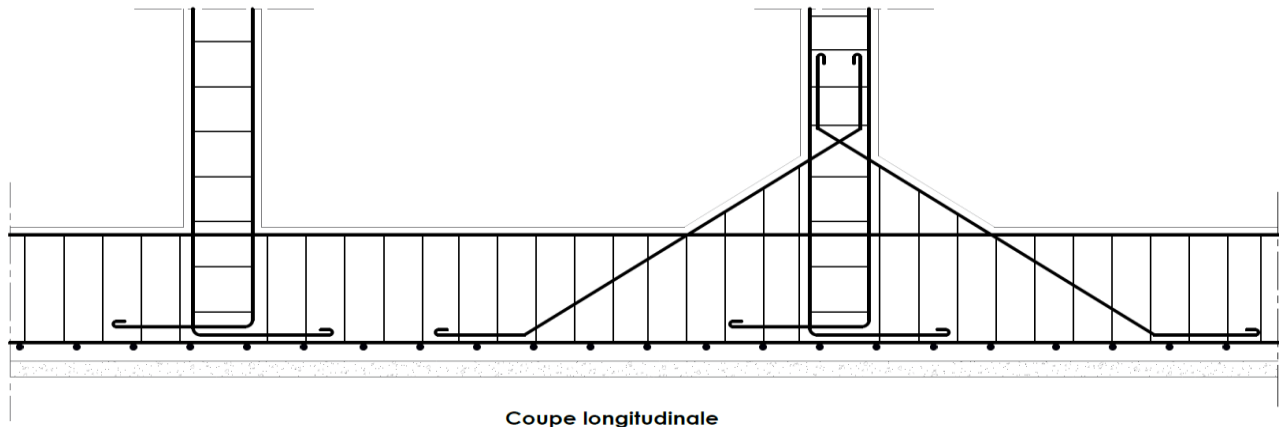
$$A_y = \frac{F_y}{\bar{V}_a}$$

NB : les armatures de la semelle suivant le rythme des cadres et étriers

## 2.2. Poutre

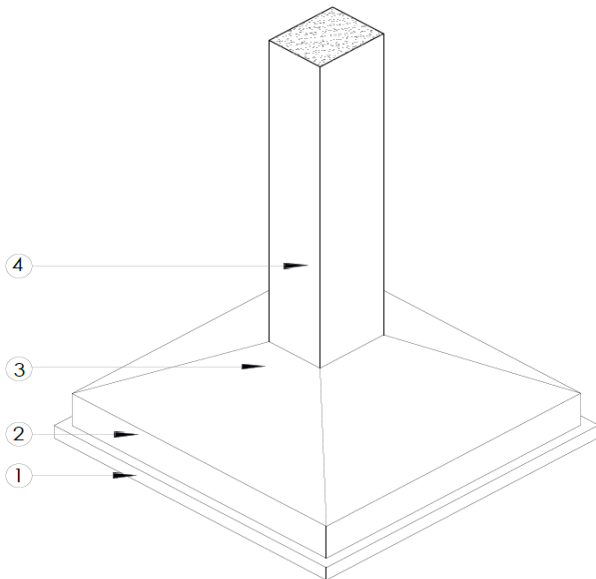
La poutre va donner une rigidité suffisante, la poutre entre pilier est considérée comme semi-encastree dans les piliers

- Moment en travée :  $\frac{q l^2}{10}$
- Effort tranchant :  $\frac{q l}{2}$



### II.4.1.5 Semelle massive rectangulaire sous pilier

#### Perspective



- ① Béton de propreté
- ② Patin
- ③ Glassis
- ④ Piller

#### Description

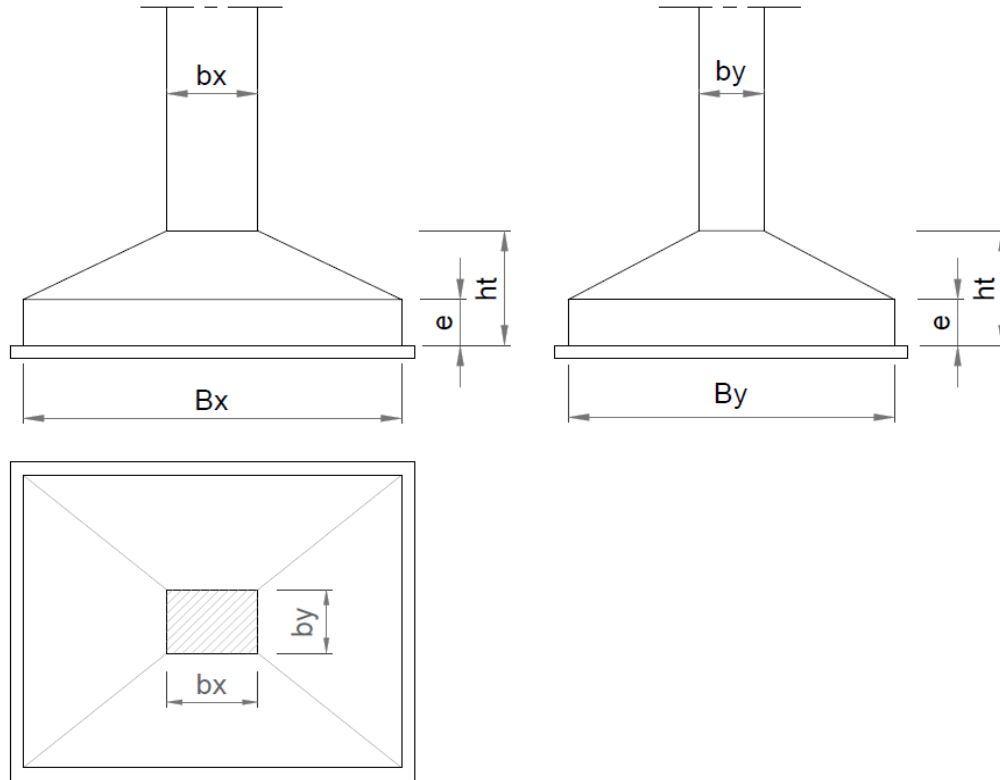
Une telle semelle constituée d'un tronc pyramidale avec glacis ou rectangulaire sans glacis. Elle est mise en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées poteaux.

Les efforts de traction existant sur le bas de la semelle se manifestent selon les 2 directions des axes principaux c.-à-d. axe d'YY et axe de XX. L'absorption de ces efforts implique la pose d'une armature selon ces 2 axes.

On estime le poids unitaire d'armature par mètre cube de béton varie selon les contraintes admise sur le sol de 80 à 120 kg/m<sup>3</sup>

#### II.4.1.5.1. Dessin de coffrage

##### II.4.1.5.1.1. Description



##### II.4.1.5.1.2. Dimensionnement de la semelle

Appelons

$Q$  : la charge à transmettre au sol dans le sens longitudinal du mur en kg

$\sigma_s$  : contrainte admissible sur sol en kg/cm<sup>2</sup>

$B_x$  : la grande côté de la semelle ( $b_x$  pour le pilier) en cm

$B_y$  : la petite côté de la semelle ( $b_y$  pour le pilier) en cm

Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible, nous devons avoir :

$$(1) \quad B_x \cdot B_y \geq \frac{Q}{\sigma_s}$$

De manière que la semelle et le pilier soient homothétiques ou sensiblement homothétique, on prendra :

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \quad (2)$$

ht : hauteur totale de la semelle en cm est donnée par :

$$ht = d_1 + \frac{B_x - b_x}{4} \quad (3)$$

Avec  $B_x$  supérieure ou égale à  $B_y$ , la hauteur du patin (e) est donnée par

$$e = 6 \varnothing + 6 \text{ cm} \quad (2)$$

#### II.4.1.5.2. Dessin de ferrailage

##### II.4.1.5.2.1. Calcul des armatures

La semelle comporte deux nappes d'armatures superposées ; chaque nappes servant simultanément d'armatures principale pour un sens et de répartition pour l'autre.

La liaison de la semelle au pilier est assurée par l'armature d'attente comprise dans le ferrailage de la semelle.

a. Armatures parallèles à OX

$$F_{(x)} = \frac{Q(B_x - b_x)}{8(ht - d_1)} \quad (5)$$

$$A = \frac{F_{(x)}}{\overline{\sigma}_a} \quad (6)$$

Avec :  $d_1$  égale à 3,5 cm

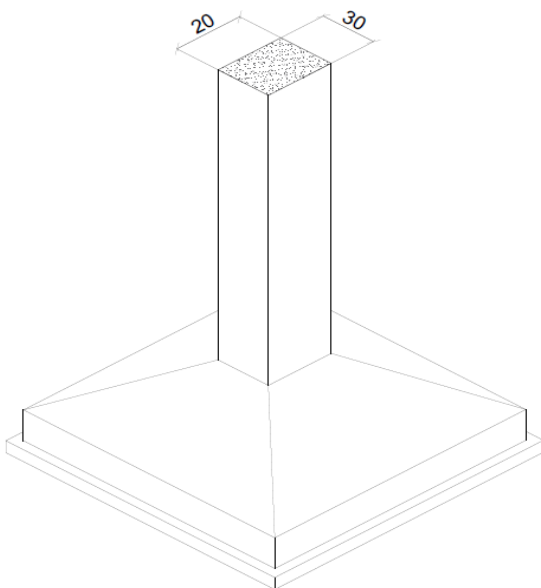
b. Armatures parallèles à OY

$$F_{(y)} = \frac{Q(B_y - b_y)}{8(ht - d_2)} \quad (7)$$

$$A = \frac{F_{(y)}}{\overline{\sigma}_a} \quad (8)$$

Avec :  $d_2$  égale à 5 cm

##### II.4.1.5.2.1. Exercice d'application



La semelle de fondation d'un pilier rectangulaire de  $30 \times 20$  cm, transmettant une charge centrée de 30 tonnes, contrainte admissible sur le sol de fondation :  $3 \text{ kg/cm}^2$ . Pour les aciers la contrainte admissible de aciers  $1470 \text{ kg/cm}^2$ , sous réserve des conditions relatives à la fissuration qui est préjudiciable ( $k = 10^6$ ) et la contrainte admissible du béton est 5,8 bars. Voir la fig. ci-contre. Travail demandé :

- Dimensionner les éléments la semelle
- Calculer la section des armatures suivant les deux axes ;
- Dessiner les coupes transversales en XX et en YY.
- Dessiner le plan de ferrailage
- Dresser un bordereaux de armature de la semelle

#### 1. Résolution

##### 1.2. Dimensionnement et calcul des armatures

##### 1. Dimensions

$$B_x \cdot B_y = \frac{30000 \text{ kg}}{3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 10000 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \Rightarrow \frac{B_x}{B_y} = \frac{30}{20} \Rightarrow \frac{B_x}{B_y} = 1,5 \Rightarrow B_x = 1,5 \cdot B_y \quad (2)$$

Remplaçons (2) dans (1)

$$1,5 B_y \cdot B_y = 10000 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1,5 B_y^2 = 10000 \Rightarrow B_y = \sqrt{\frac{10000 \text{ cm}^2}{1,5}} = 81,6 \text{ cm}, \quad B_y \cong 85 \text{ cm} \quad (3)$$

$$(3) \text{ ds } (2) \quad B_x = 1,5 \cdot B_y \Rightarrow B_x = 1,5 \times 81,6 \text{ cm} = 122,4 \text{ cm}, \quad B_x \cong 125 \text{ cm} \quad (2)$$

$$ht = d_1 + \frac{B_x - b_x}{4} = 3,5 \text{ cm} + \frac{125 - 30}{4} \Rightarrow 3,5 \text{ cm} + 23,75 \text{ cm} = 27,25 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm}$$

## 2. Calcul des armatures

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8(ht - d_1)} = \frac{30000(125 - 30)}{8(30 - 3,5)} = \frac{2.850.000}{212} \cong 13443 \text{ kg}$$

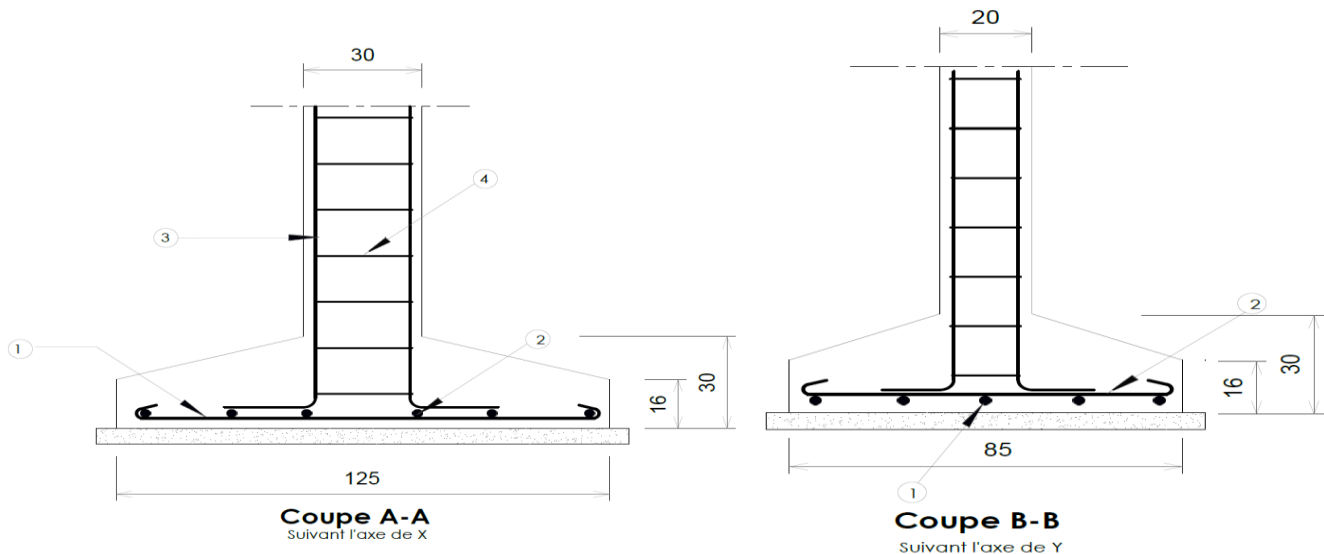
$$A_x = \frac{13443 \text{ kg}}{1470 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 9,15 \text{ cm}^2 = (5 \varnothing 16) \text{ soit } 10,05 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{Q(B_y - b_y)}{8(ht - d_2)} = \frac{30000(85 - 20)}{8(30 - 5)} = \frac{1.950.000}{200} = 9750 \text{ kg}$$

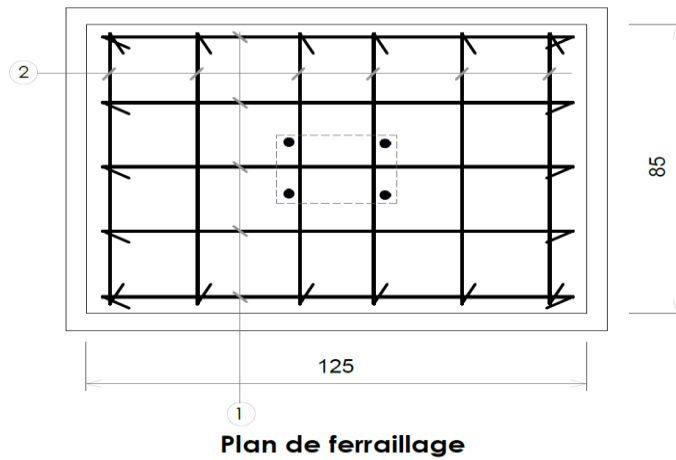
$$A_y = \frac{9750 \text{ kg}}{1470 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6,63 \text{ cm}^2 = (6 \varnothing 12) \text{ soit } 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{La hauteur du patin : } e = 6 \varnothing + 6 \text{ cm} = 6 \cdot 1,6 + 16 \text{ cm} \Rightarrow 9,6 + 16 \text{ cm} = 15,6 \cong 16 \text{ cm}$$

## 3. Dessin de ferrailage





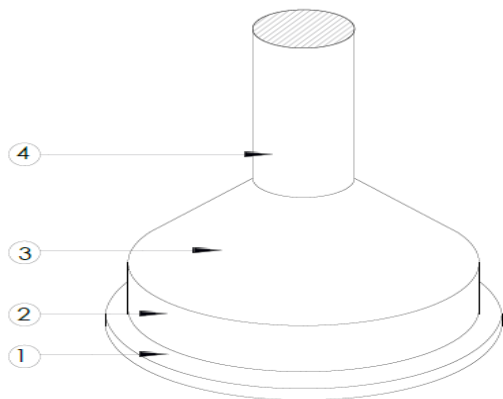


#### 4. Bordereaux des armatures

N° Réf.	Désignation Parties de l'ouvrage	Désignation Armatures	Formes	Ø	Longueur développée	Nbre. d'armatures / élém.	Nbre. élément sembl.	Longueur totale	Nbre. des pièces de 6 m.	Poids (kg)
①	Semelle	Armatures principales		16	1,42 m	5	1	7,10m		
②		Armatures répartitions		12	0,96 m	6	1	5,76m	1	
③	Pilier	Armatures longitudinales barres d'attente		12	-	4	1			
④		Cadre		8	-		1			

##### II.4.1.5 Semelle tronconique sous pilier circulaire

#### Perspective



- ① Béton de propreté
- ② Patin
- ③ Glacis
- ④ Pilier (colonne)

#### Description

Une telle semelle, qui a la forme d'un tronc de cône, peut être armée par un quadrillage de deux nappes orthogonales, ou par des cerces. Appelons :

$Q$  : la charge en à transmettre au sol en kg ;

$\bar{\nabla}_s$  : contrainte admissible sur le sol en kg/cm<sup>2</sup> ;

$D$  : diamètre de la semelle en cm ( $d$  : diamètre du pilier en cm).

Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible sur le sol, nous devons avoir :

$$D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot \bar{\nabla}_s}}$$

La hauteur totale  $ht$  de la semelle sera donnée par :

$$ht \geq d_1 + \frac{D - d}{4}$$

#### II.4.1.5.1. Calcul des armatures

##### II.4.1.5.1.1. cas de nappes orthogonales

On calcul d'abord :

- Pour la section des armatures inférieures :

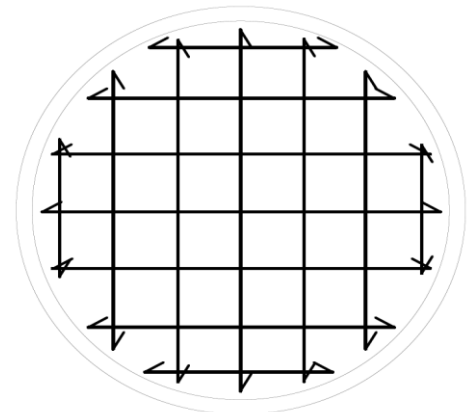
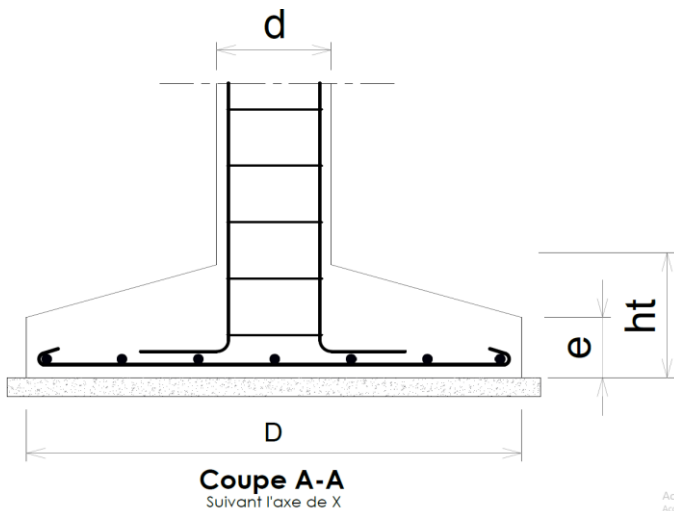
$$F_x \geq \frac{Q \cdot (D - d)}{3\pi (ht - d_1)} , \quad A_1 = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$$

- Pour la section des armatures supérieures :

$$F_y \geq \frac{Q \cdot (D - d)}{3\pi (ht - d_2)} , \quad A_2 = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$$

**NB :** pour simplifier les calculs nous pourons prendre :

$$F_x = F_y \geq \frac{Q \cdot (D - d)}{3\pi (ht - d_1)} , \quad A_1 = A_2 = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$$



Plan de ferrailage

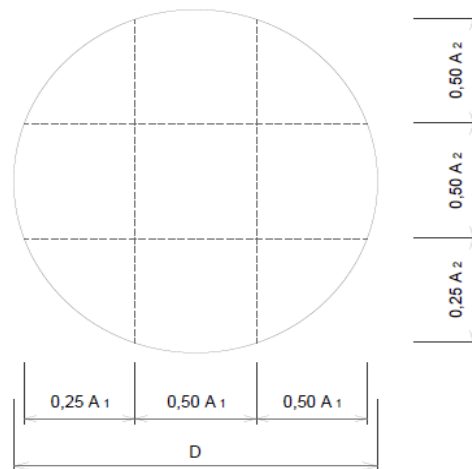
La hauteur du patin e de la semelle sera donnée par :

$$e \geq 6\phi + 6$$

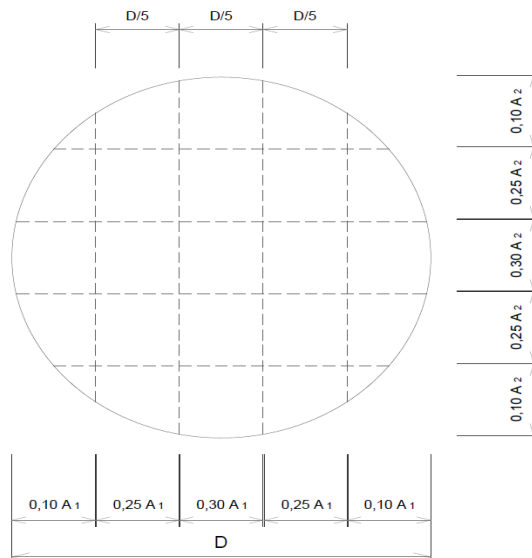
#### **Remarque :**

- **Si  $D \leq 1 \text{ m}$** , on peut considérer que l'effort est uniformément réparti et disposer les barres avec un écartement constant. Toutefois les barres situées aux extrémités sont souvent trop courtes pour être efficaces, aussi il est préférable de ne pas les prendre en compte dans le calcul d' $A_1$  et  $A_2$  et de considérer comme barres de répétition ;
- **Si  $1 \text{ m} < D < 3 \text{ m}$**  on divisera deux diamètres perpendiculaires en trois parties égales et l'on placera :

- Dans la zone centrale :  $0,50 A_1$  et  $0,50 A_2$  ;
- Dans chaque zone latérale :  $0,25 A_1$  et  $0,25 A_2$  ;

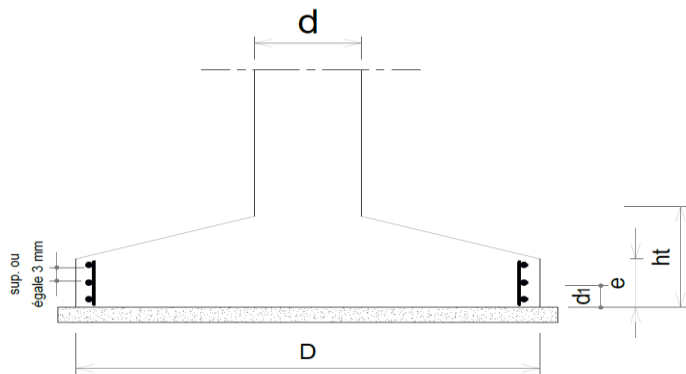


- **Si  $D > 3 \text{ m}$** , on divisera deux diamètres perpendiculaires en cinq parties égales et on placera :
  - Dans la zones centrale :  $0,30 A_1$  et  $0,30 A_2$  ;
  - Dans chaque zone intermédiaire :  $0,25 A_1$  et  $0,25 A_2$  ;
  - Dans chaque zone latérale :  $0,10 A_1$  et  $0,10 A_2$  ;



#### II.4.1.5.1.2. Armatures constituées par des cerces

Dans ce cas on envisage de disposer les armatures verticales, liées entre elles par des cerces, qui assurent, pendant le bétonnage, le maintien de ces cerces aux positions prévues et qui forment en outre, une butée efficace pour les bielles de béton comprimées.  $e = m \cdot \varnothing + 3(m+1)$  ;  $m$  étant le nombre des cerces.



$$F_x = F_y \geq \frac{Q \cdot (D - d)}{3\pi (ht - d_1)}$$

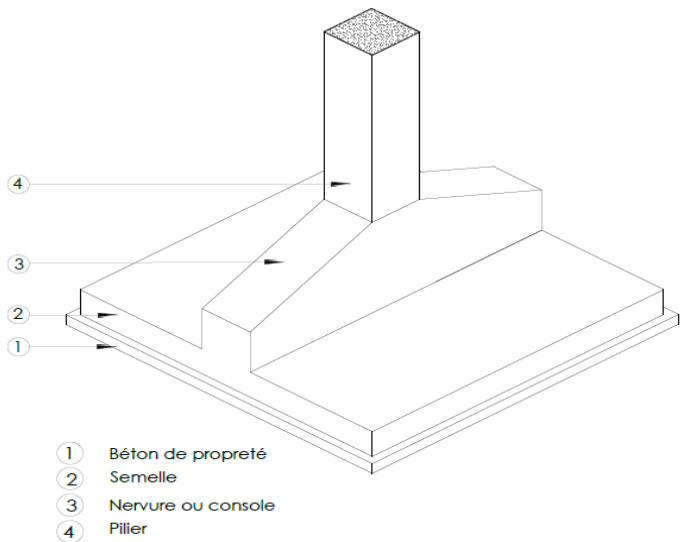
D1 étant la distance entre la base de la semelle et le centre de gravité des cerces. Les cerces doivent donc équilibrer une force

$$F \geq \frac{Q \cdot (D - d)}{6\pi (ht - d_1)}$$

La section totale des cerces aura pour valeur :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a}$$

#### II.4.1.6 Semelle avec une seule nervure sous pilier

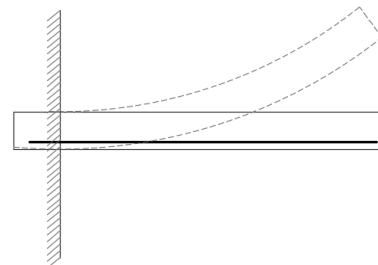


Cette semelle est constituée par une dalle à la parties inférieure de la semelle ; la dalle est encastrée dans la nervure. Voir la fig. ci-contre.

La dalle de la semelle se calcul comme une console encastrée sur la nervure et est soumise à la réaction du sol.

Le moment d'encastrement, par unité de longueur à pour valeur :

$$M = \frac{\sigma (B_y + b_y)}{8}$$



Comme nous l'avons signalé ci-haut que cette semelle comporte deux parties :

- La dalle
- La nervure

#### Méthodes de calcul des armatures des résistances

Appliquons la méthode de suppression des armatures comprimées par la diminution du taux de travail des armatures tendues. Pour supprimer les armatures comprimées, il faut que le moment résistant du béton soit égal au  $M_f$ .

$$MRB = \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$$

$$\boxed{k = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} ; \quad \alpha = \frac{15}{15 + k} ; \quad y_1 = \alpha \cdot h ; \quad z = h - \frac{y_1}{3} ; \quad Fb = \frac{M}{z} ; \quad \sigma_b = \frac{2 Fb}{y_1 \cdot b}}$$

Si la contrainte du béton est supérieure à la contrainte admissible du béton, la section sera doublement armée. La section des armatures suivant est donnée par :

$$\boxed{A = \frac{Mf}{\bar{\sigma}_a Z.}} \quad \text{et} \quad \boxed{A_r = \frac{A}{4}}$$

Avec :  $Mf$  : moment fléchissant en kg cm ;  $A_r$  : Armatures de répartition en  $\text{cm}^2$

Pour la nervure :

On calcul d'abord :

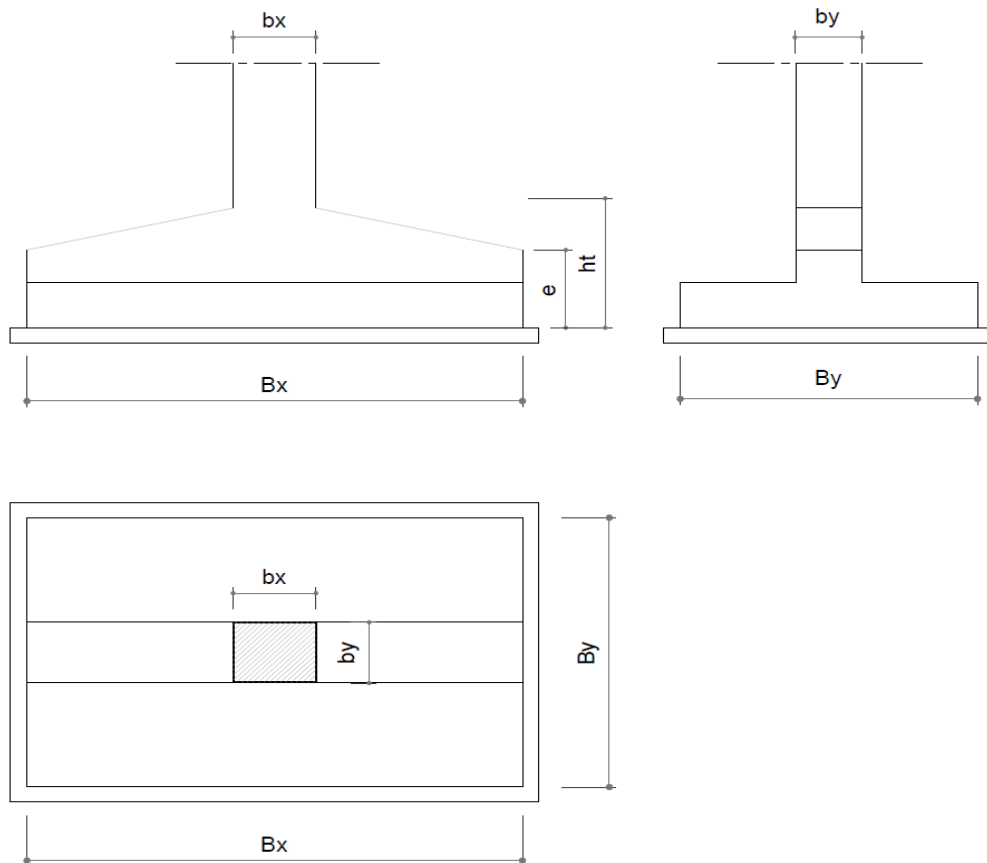
- Pour la section des armatures inférieures :

$$\boxed{F_x \geq \frac{Q \cdot (B_x - b_x)}{8 (ht - d_1)}} , \quad \boxed{A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}}$$

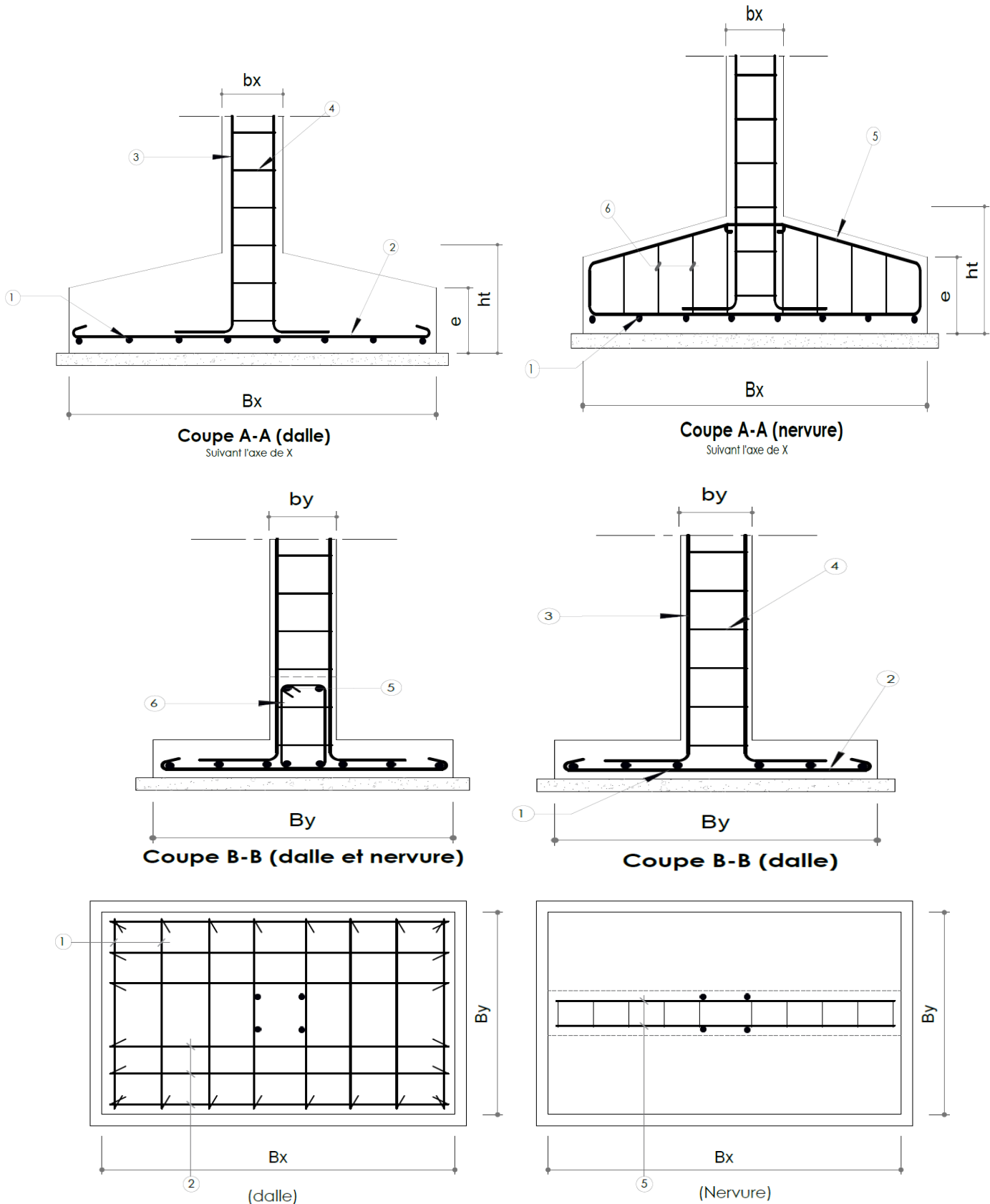
- Pour la section des armatures supérieures :

$$\boxed{F_y \geq \frac{Q \cdot (B_y - b_y)}{8 (ht - d_2)}} , \quad \boxed{A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}}$$

#### II.4.1.6.1. Dessin de coffrage

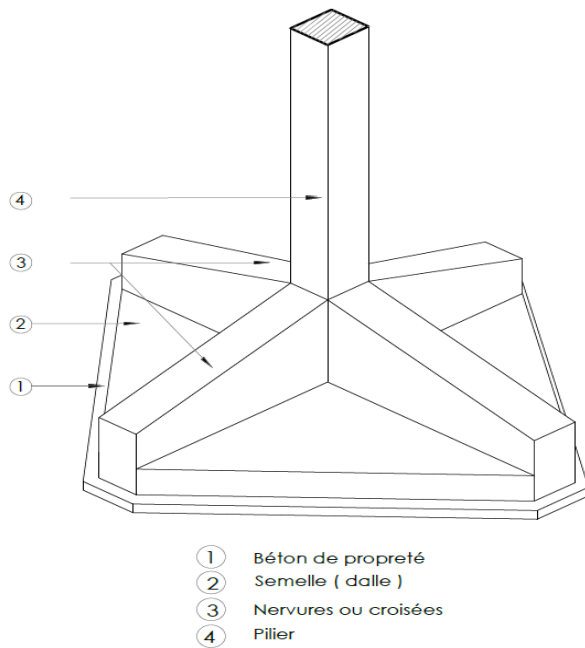


#### II.4.1.6.2. Dessin de ferrailage



### II.4.1.7 Semelle avec deux nervures croisées sous pilier

#### Perspective



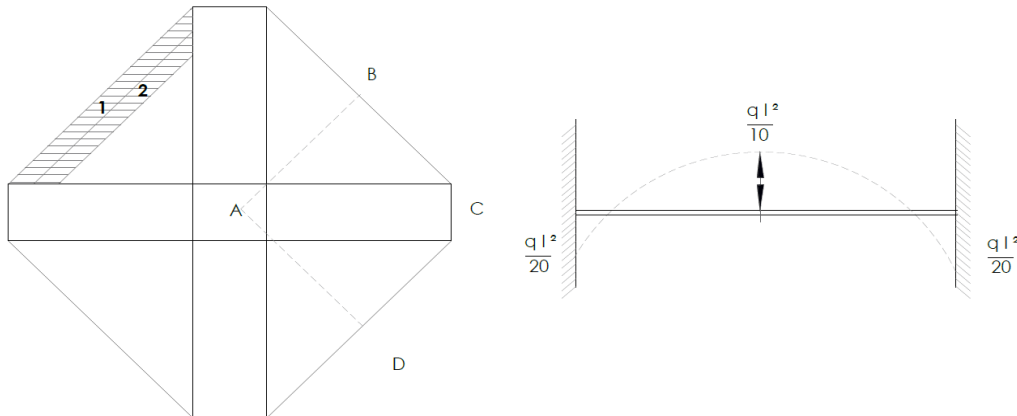
#### Description

Une telle semelle est constituée par des poutres croisées appelée nervures réunies par une dalle (hourdis) à la parties inférieure de la semelle ; la dalle est encastrée dans la nervure. Voir la fig. ci-contre.

NB : ce type de semelle est souvent envisagé en raison de son économie de béton dans sa réalisation par rapport aux semelles massives mais présente, par contre l'inconvénient dans la réalisation des coffrages.

#### II.4.1.7.1. dimension et calcul de armatures la semelle

Le hourdis se calcule par bandes parallèles au bord libre, telles que la bande (1) et (2). Ces bandes, chargées par la réaction du sol, sont considérées comme semi-encastrées sur les nervures et calculées comme si elles étaient indépendantes les unes par rapport aux autres ; on ajoute aux armatures principales, déterminées comme indiqué la figure ci-dessous, des armatures de répartitions qui leur sont perpendiculaire. Chaque nervure est chargée par la réaction du sol agissant sur la surface ABCD.



La section des armatures est donc :

$$A = \frac{Mf}{\bar{\sigma}_a Z.}$$

et

$$Ar = \frac{A}{4}$$

Et pour la nervure nous aurons :

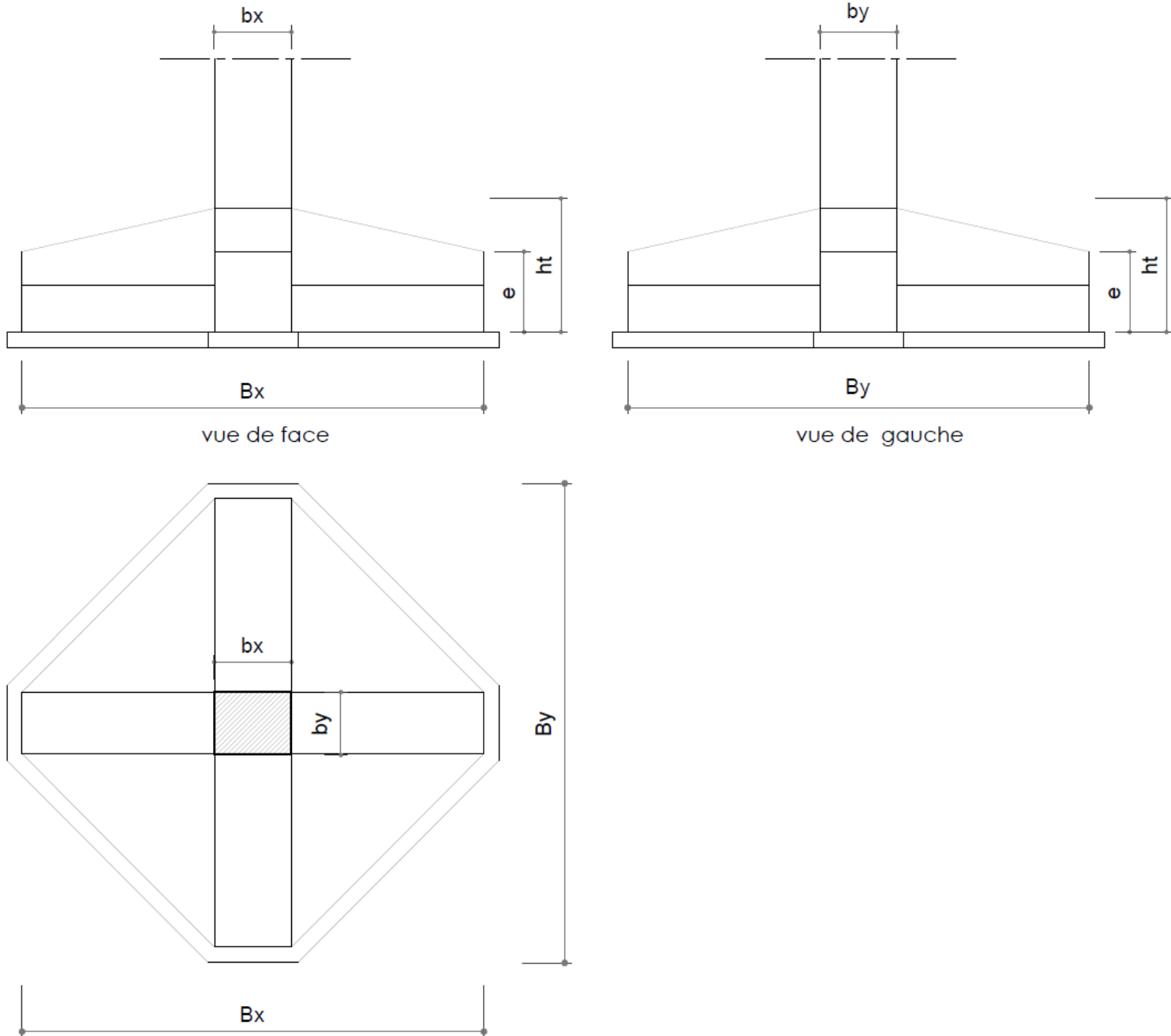
- Pour la section des armatures inférieures :

$$F_x \geq \frac{Q \cdot (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)} , \quad A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$$

- Pour la section des armatures supérieures :

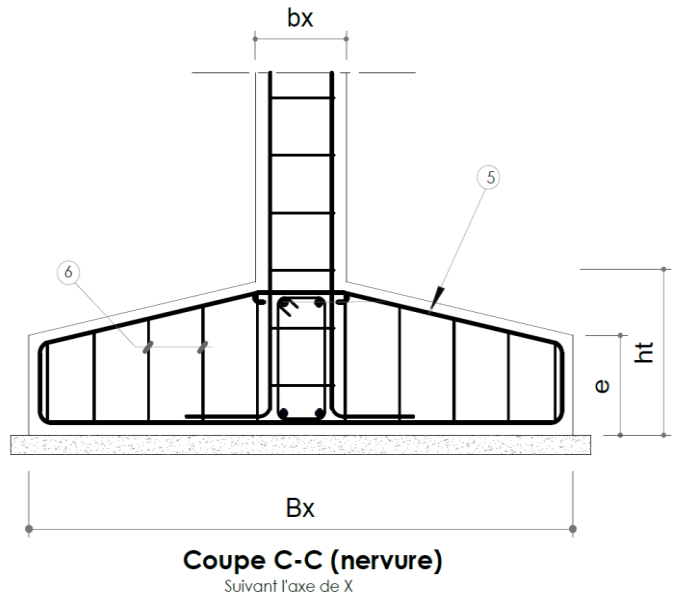
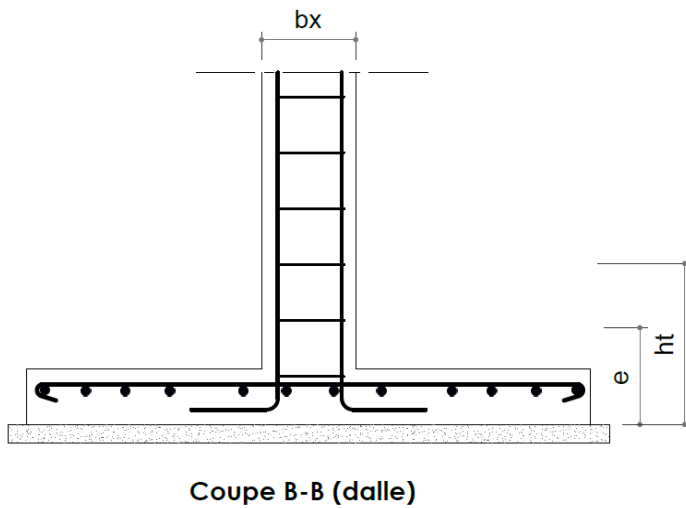
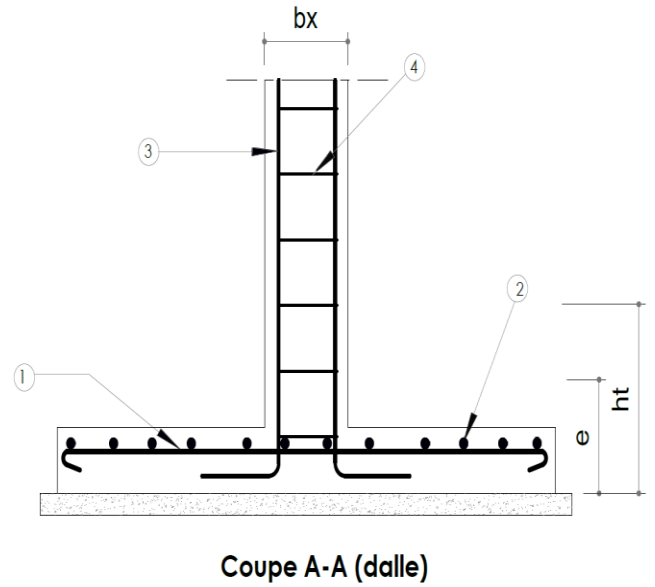
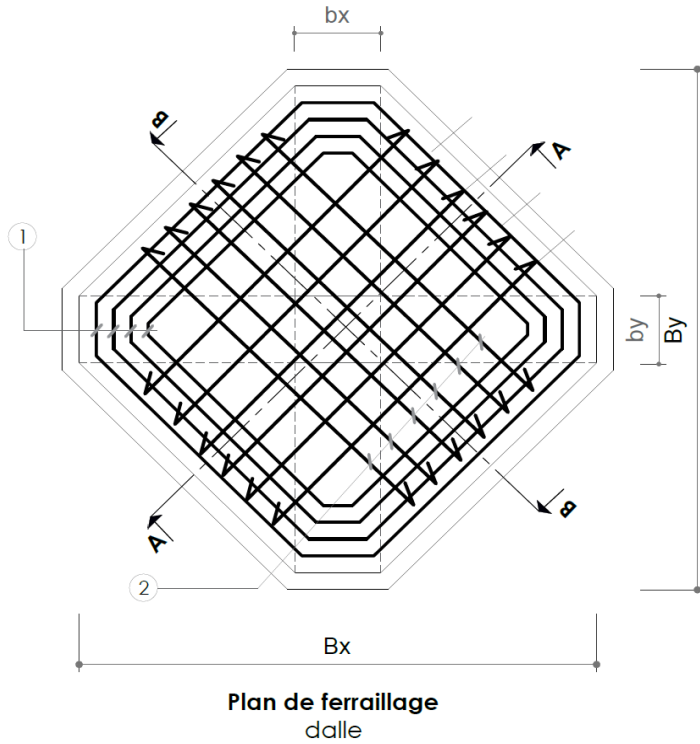
$$F_y \geq \frac{Q \cdot (B_y - b_y)}{8 (h_t - d_2)} , \quad A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$$

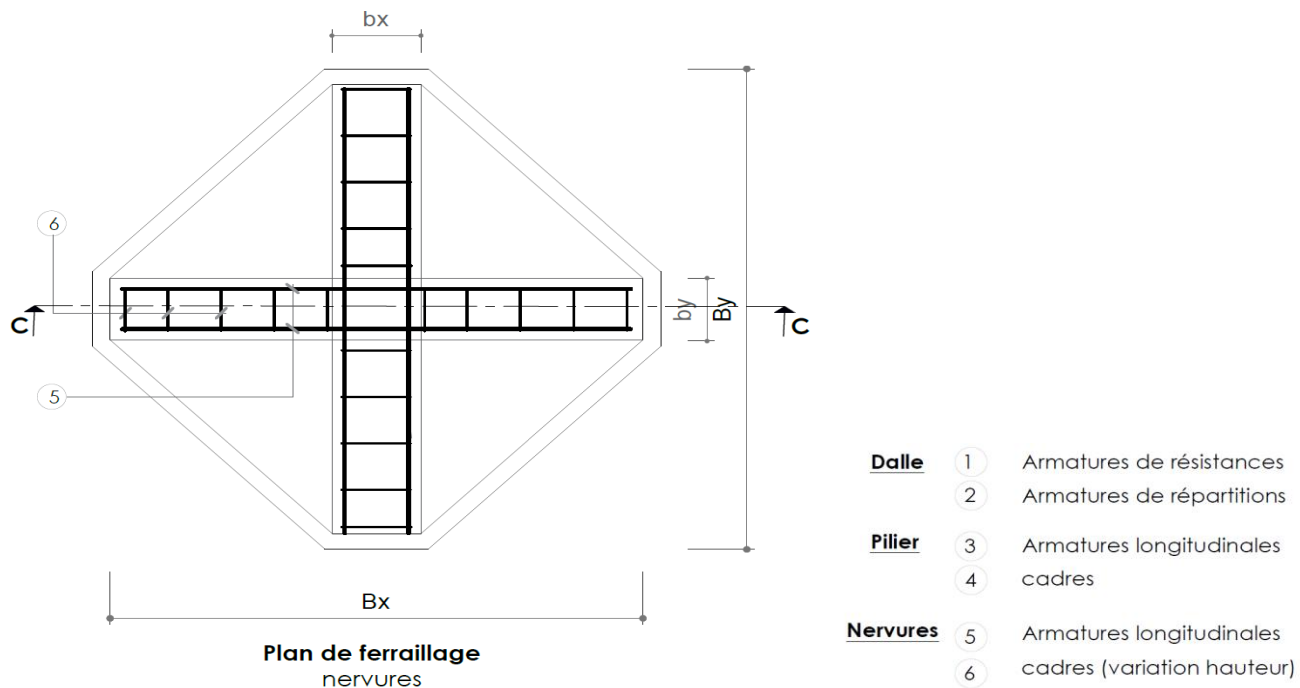
#### II.4.1.7.2. dessin de coffrage





#### II.4.1.7.3. dessin de ferrailage





## II.4.2. Les radiers

### II.4.2.1. Généralités

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

### II.4.2.2. Critères de choix

Ce mode de fondation est utilisé lorsque la capacité portante du sol est faible mais relativement homogène : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartisseur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction,...

### II.4.2.3. Différents types de radiers

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable

#### II.4.2.3.1. Radier plat d'épaisseur constante

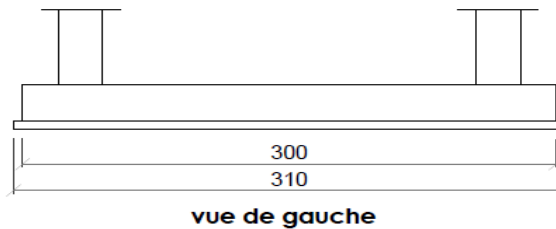
Convient aux charges assez faibles et aux bâtiments de petite emprise

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Les murs ou les poteaux viennent s'appuyer directement sur la dalle avec possibilité de renforcer les sections de béton au droit des appuis.

-

#### a. Perspective





### c. Dessin de ferrailage

#### Allure de déformation et principe de ferrailage

Nous devons savoir que les zones tendues doivent être ciblées avec précision suivant la déformation qui les résultats des réactions du sol sous la charge des superstructures.

- Les **actions descendantes** (poids propre, poids de la superstructure et actions extérieures) transmises par les murs et poteaux.
- Le **Hypothèse** : la répartition des pressions sur le sol est uniforme. cela nécessite un radier de **grande rigidité** (forte épaisseur de béton - forte densité d'armatures) et si possible des poteaux également distants et également chargés **actions ascendantes du sol** réparties sous toute sa surface.

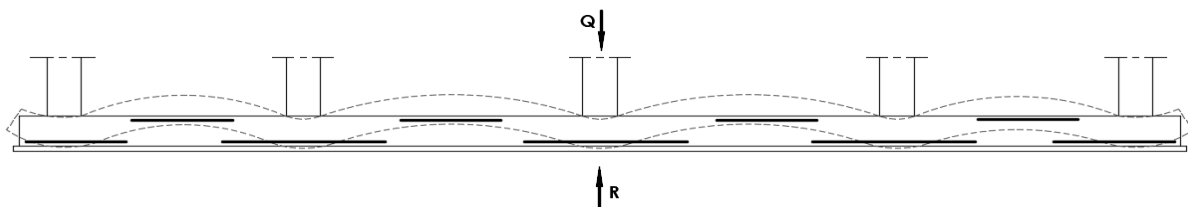
Les actions sur le radier engendrent la déformée suivante : le radier se comporte comme un plancher renversé

En ce qui concerne l'épaisseur de la dalle :

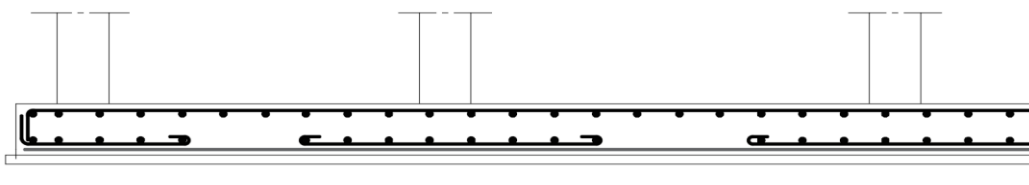
- Lorsque :  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$  la dalle travail à la double flexion les armatures des grandes dimensions seront parallèles au petite côté ;
- Lorsque :  $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$  la dalle travail à la double flexion les armatures des grandes dimensions seront parallèles au petite côté ;

**NB** : Il est nécessaire de renforcer le radier au droit des appuis des murs et des poteaux

Le béton **résistant mal à la traction**, on placera des **armatures dans les zones tendues** : en partie haute en travée et en partie inférieure au droit des murs et des poteaux **principe d'armature** :



#### 1. Coupe verticale

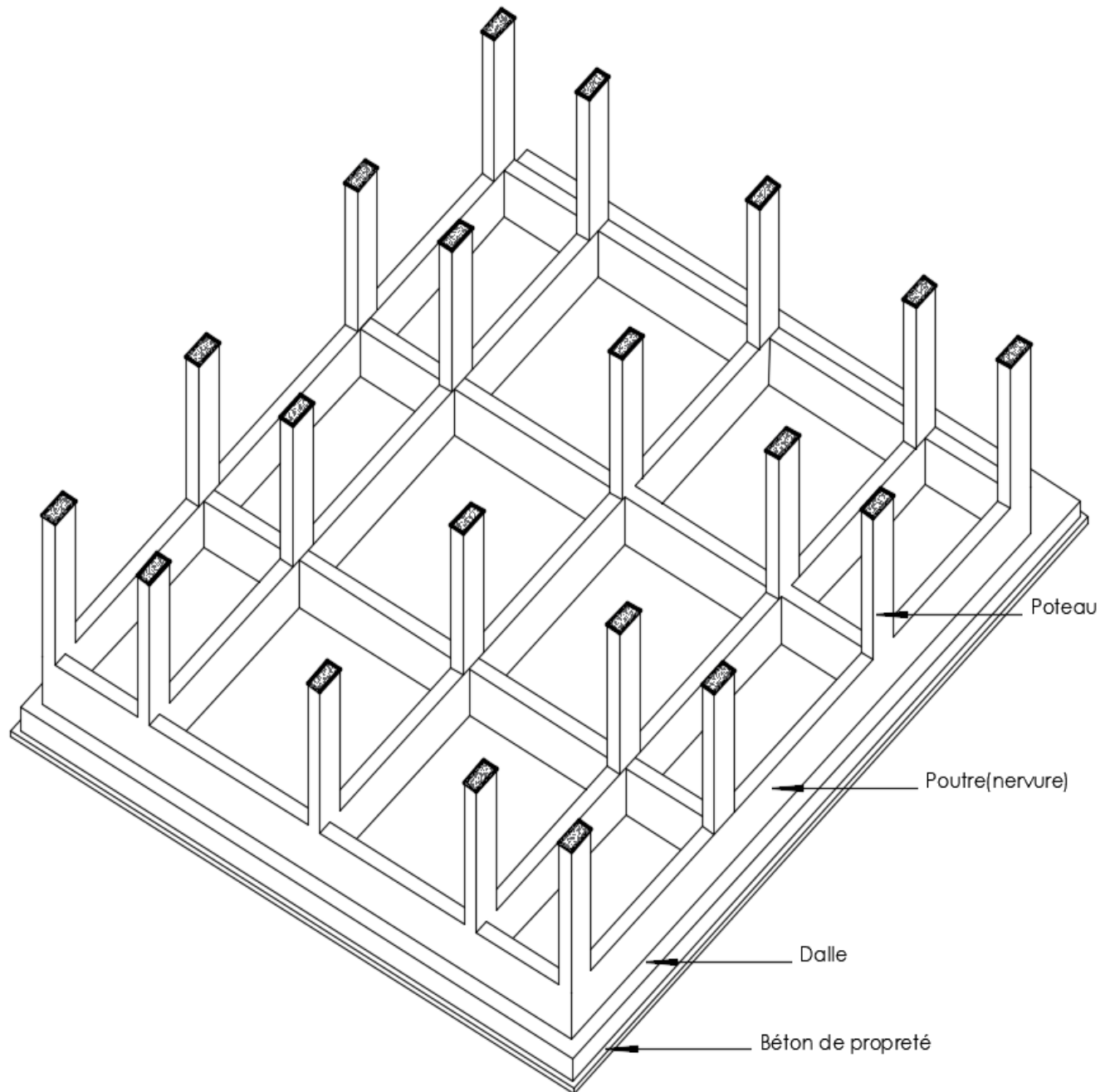


#### II.4.2.3.2. Radier nervuré

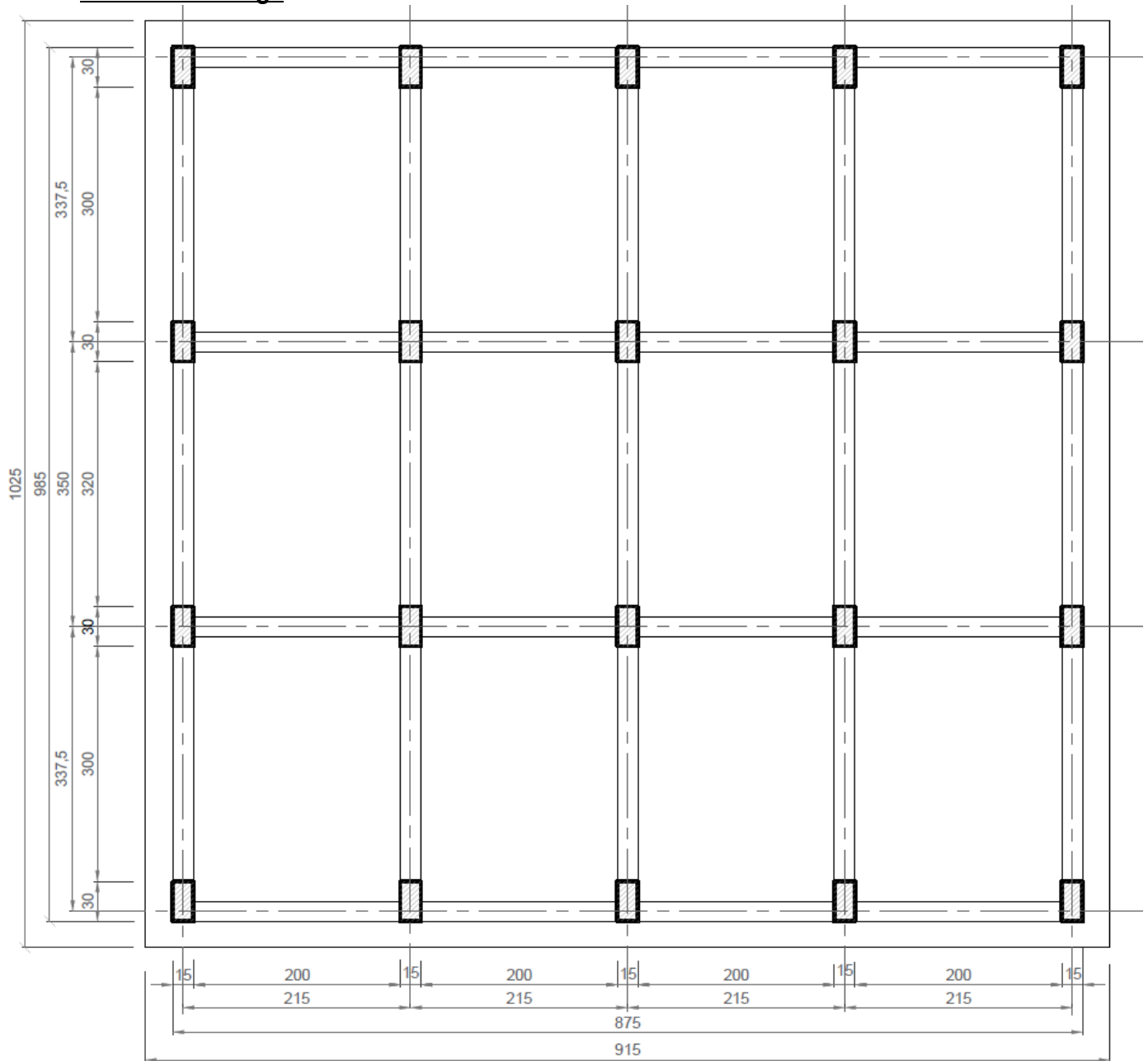
##### Introduction

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessif, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle ; elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux ; cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux l'ensemble donne des alvéoles qu'il est nécessaire de remblayer si on veut utiliser le sous-sol ou faire une deuxième dalle en partie haute les poteaux et les murs portent sur les poutres.

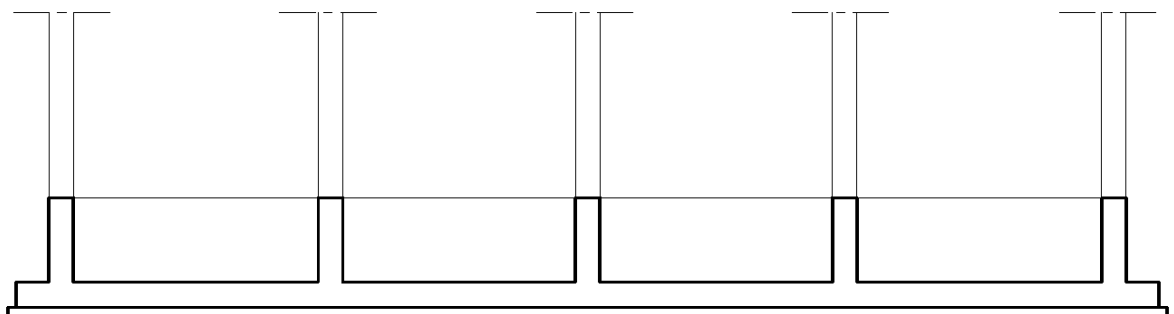
##### 1. Perspective



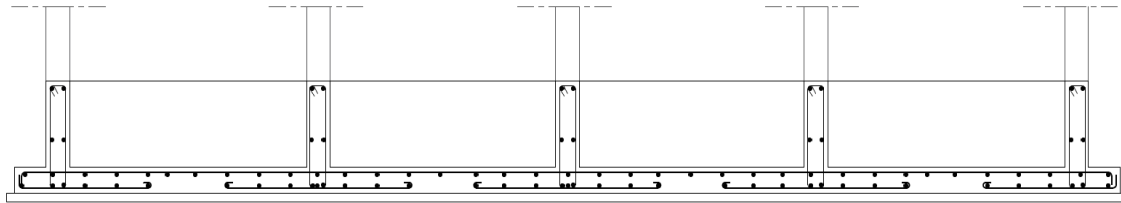
## 2. Dessin de coffrage



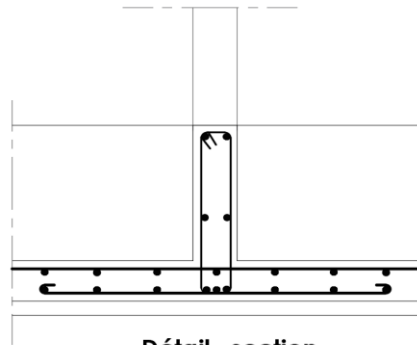
PLAN DE COFFRAGE



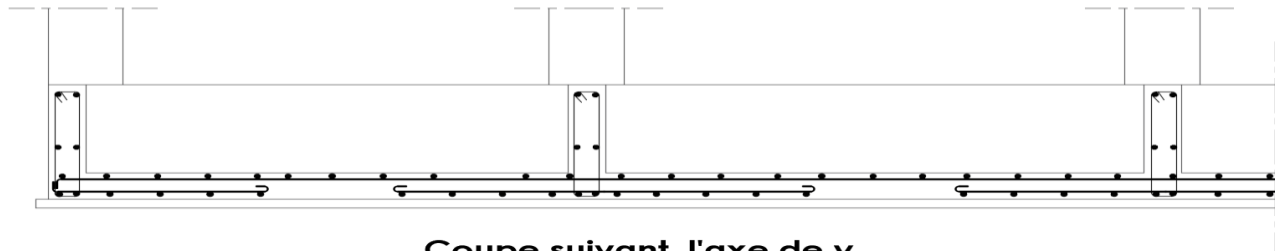
Coupe suivant l'axe de X



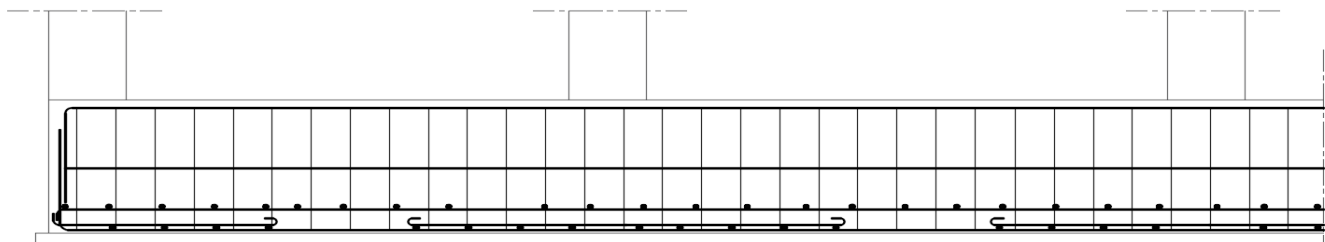
Coupe suivant l'axe de X



Détail section  
Radier



Coupe suivant l'axe de y



Coupe longitudinale  
de la poutre l'axe de y

#### II.4.2.3 radier champignon

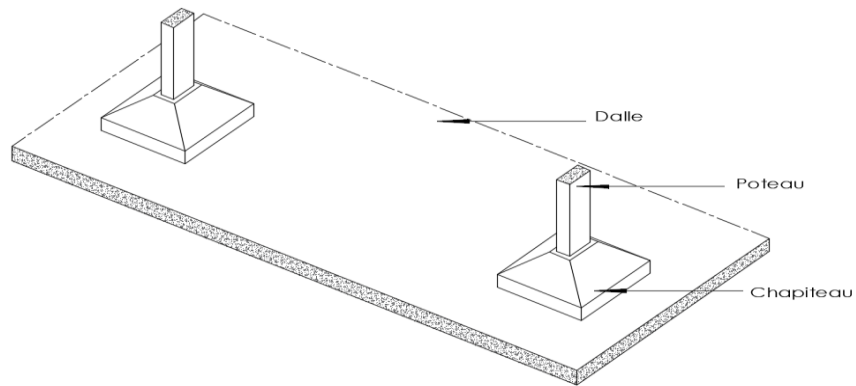
Dans le cas d'une construction ossaturée on peut traiter le radier selon le principe des planchers champignons ; il ne comporte pas de nervure, ce qui permet d'avoir une surface plate et dégagée pour de grandes portées. Les charges sont transmises des poteaux à la dalle épaisse (50 cm) par l'intermédiaire de chapiteaux ce qui permet de répartir progressivement la charge :

- nécessité de répartir régulièrement les poteaux (la portée dans un sens ne peut dépasser 2 fois la portée dans l'autre sens) ;
- facilité d'exécution ;
- les chapiteaux "encombrent" au sol ;

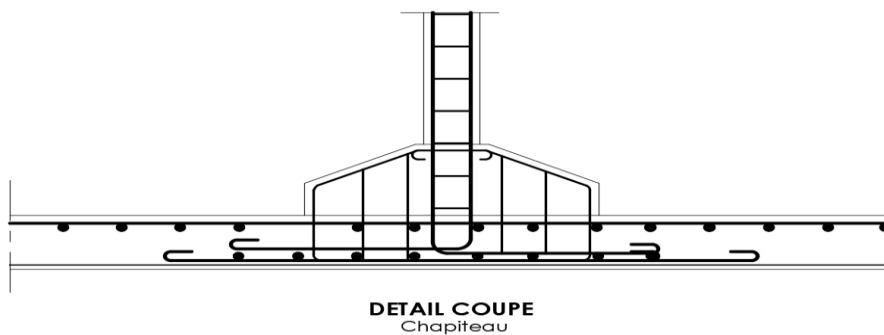
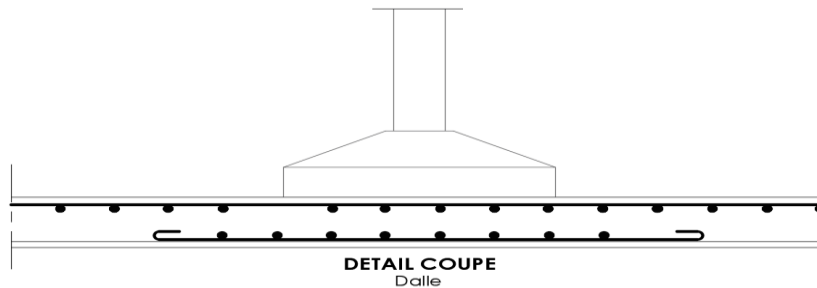
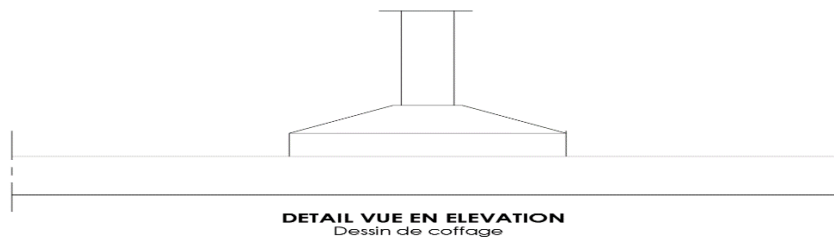
**Remarque :** le chapiteau peut être incorporé dans la dalle (béton fortement armé pour le chapiteau) ce qui permet d'avoir une surface totalement plane

## 1. Perspective

Voir la figure ci-dessous :



## 2. Coupes et vue





### III.1. LES POUTRES

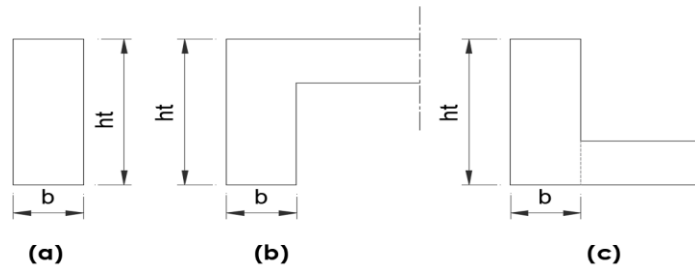
#### III.1.1 Définition

Les Poutres sont Ouvrages d'art ou des Éléments horizontaux d'une charpente servant à supporter les charges et à les transmettre aux appuis (poteaux ou murs voiles).

#### III.1.2. Dimensionnement de la poutre

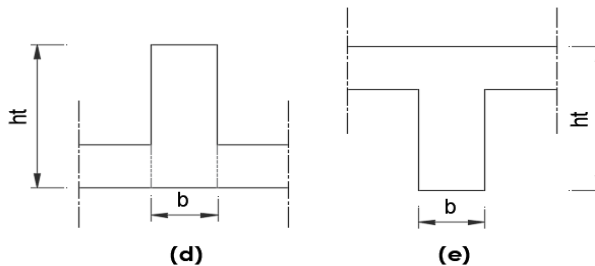
Les éléments que l'on va dimensionner sont la hauteur et longueur dont l'une dépend de l'autre :

- (a) Section d'une poutre utilisée en cas d'un linteau ou du chaînage horizontal ;
- (b) Section d'une poutre utilisée comme poutre de rive en cas de plancher avec nervure ;
- (c) Section d'une poutre utilisée comme poutre de rive en cas de plancher avec nervure ;



- (d) Section d'une poutre utilisée comme poutre de rive en cas de radier avec nervure ;
- (e) Section d'une poutre utilisée comme poutre intermédiaire en cas de plancher avec nervure ;

Avec :



- ht : la hauteur totale de la poutre en cm
- b : la largeur de la poutre en cm

Pour la construction courante, la hauteur et la largeur sont déterminées de la manière suivante :

#### 1. section rectangulaire

1°. La hauteur ht est comprise par la relation suivante :

ht est :

$$\frac{L}{10} \text{ et } \frac{L}{15}$$

$$\frac{L}{10} \leq ht \leq \frac{L}{15}$$

Avec :

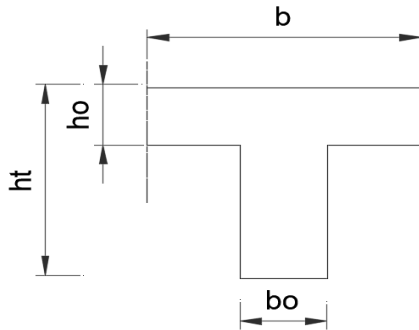
L : la longueur ou la portée de la poutre en cm

2°. La largeur b, elle est comprise entre :

$$0,3. ht \leq b \leq 0,4 ht$$

**NB** : il ne faut pas choisir la largeur inférieure à **1,8 ht** surtout si la poutre n'est pas contreventée afin d'éviter, le déversement de celle-ci.

## 2. Section en T



ht : la hauteur totale en cm

bo : la largeur de la poutre ou nervure en cm

b : la largeur de la table de compression

ho : la hauteur de l'hourdis ou la dalle en cm

1°. La hauteur de l'hourdis est généralement comprise entre :

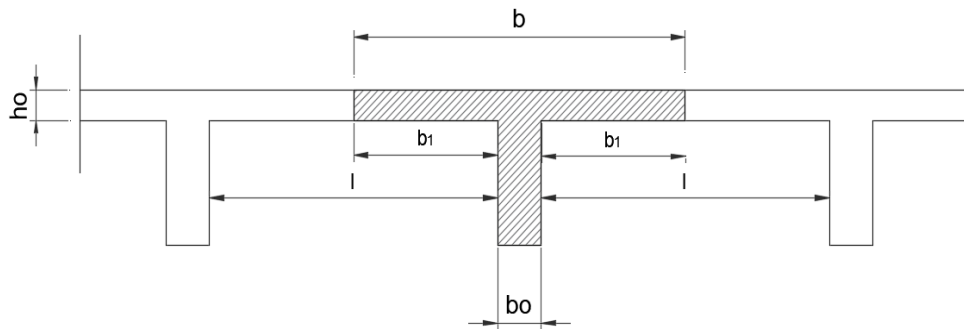
Cas d'une dalle portant sur les deux côtés :

$$ho = \frac{1}{30} \text{ et } \frac{1}{35}$$

Cas d'une dalle portant sur quatre cotés :

$$ho = \frac{1}{40} \text{ et } \frac{1}{45}$$

2°. La largeur de la table de l'hourdis est généralement comprise entre :



b1 est donné par l'expression :

$$b1 = \frac{l}{2} \text{ ou } \frac{L}{10}$$

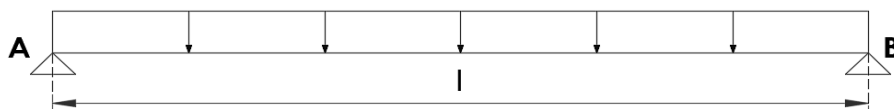
en pratique pour éviter des contraintes de cisaillements trop importantes à la jonction de l'hourdis et la nervure , on peut admettre :

$$b1 = 6 \text{ à } 8 ho$$

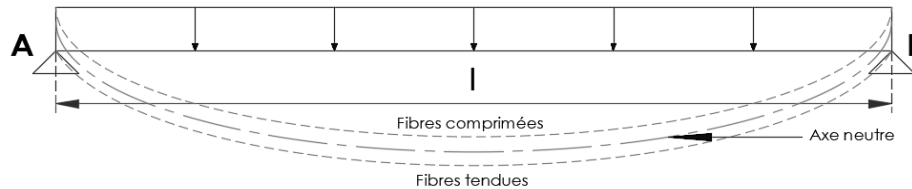
### III.1.3. Influences du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans poutre

Le moment fléchissant induit une répartition de contrainte sur toute la section de la poutre, certaines fibres sont comprimées et se raccourcissent alors d'autres sont tendues et s'allongent.

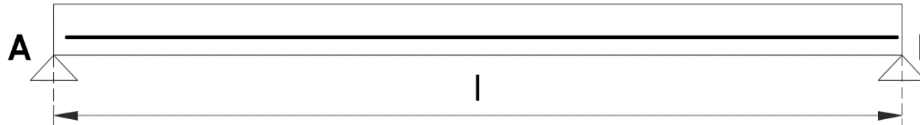
Soit une poutre chargée uniformément :



On remarque que la poutre est sollicitée par le moment fléchissant (voir référence du cours de RDM chapitre la flexion simple) s'incurve et sous l'action de l'effort tranchant la poutre se fissure aux environs des appuis.



Nous savons bien que le béton ne résiste pas la traction, et comme remède (solution), la zone tendue doit être renforcé avec les aciers (**armatures**)



Comme tous ouvrages en béton armé les poutres sont armées par deux types armatures, les armatures longitudinales et les armatures transversales.

**1°. Les armatures longitudinales** : les armatures longitudinales sont composées souvent des trois types à savoir :

- Les barres tendues, placées dans la zone tendue et leurs diamètres utilisés en pratique doit pas être inférieur à 12 mm ;
- Les barres comprimées, placées dans la zone comprimée ;
- Les barres placées dans la zone neutre

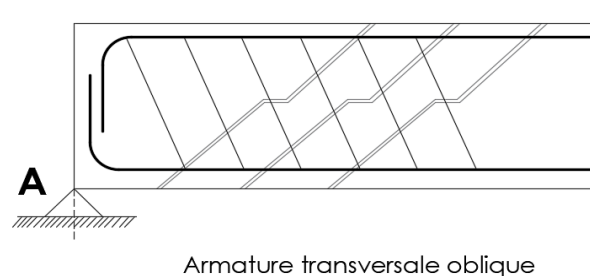
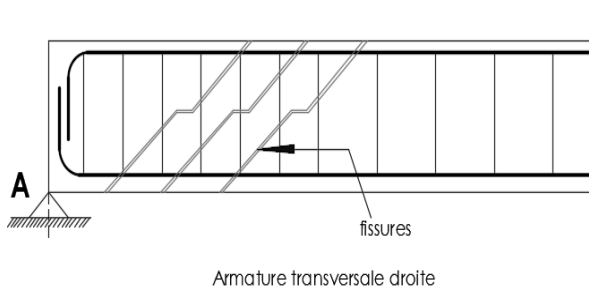
**2°. Les armatures transversales** : les armatures transversales sont souvent les cadres, les étriers et les épingles et leurs diamètre varient souvent en pratique de 6 à 8 mm de diamètre soit ( $\varnothing 6$  à  $\varnothing 8$ )

**Remarque :** Nous devons savoir que plus le moment fléchissant n'est grand, plus la courbure de la déformation n'est importante. Le moment est nul aux appuis et il est max au milieu de la poutre.

Plus la poutre est longue, plus il y a risque des fissurations aux environs des appuis, et on sait que l'effort tranchant est max aux appuis et est nul au milieu de la poutre :

#### **III.1.4. Nécessité d'armatures transversale dans la poutre**

Le béton par sa faible résistance a la traction ne peut équilibrer les contraintes de traction engendrées par l'effort tranchant, il est nécessaire de renforcer cette insuffisance par des armatures qui vont couder et empêcher les fissures leurs dispositions sera :



### III.1.5. Calcul des armatures transversales et espacement

Nous savons que l'effort tranchant avait pour effet de créer des contraintes qui tendaient à provoquer des fissures inclinées sensiblement à 45° sur la ligne moyenne. D'autres formules pour le calcul du béton armé.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

Avec :  $A_t$  : section des armatures transversales en  $\text{cm}^2$

$T$  : effort tranchant en kg ,  $t$  : espacement en cm et  $z$  est le bras de levier en cm

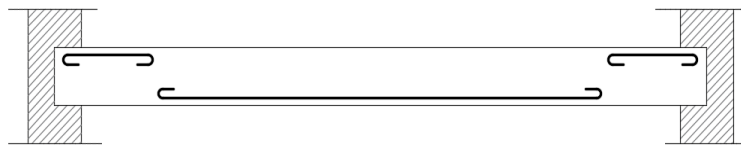
$\bar{\sigma}_{at}$  : Contrainte admissible des aciers transversaux en  $\text{kg/cm}^2$

### III.1.6. Dessin de ferrailage

#### III.1.6.1. Disposition constructive et erreurs à éviter

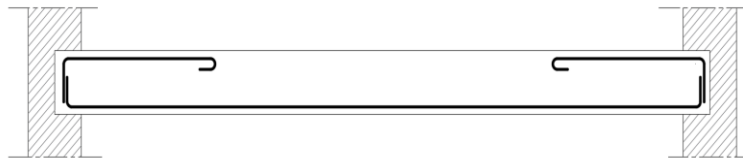
Pour réaliser une pièce en béton armé, il est nécessaire de tenir compte, en plus des résultats donnés par le calcul, de certaines dispositions constructives qui, si elles n'étaient pas observées, risqueraient d'entraîner des désordres graves dans la pièce.

Dans les pièces fléchies, les armatures ne doivent pas être arrêtées au point où le moment positif ou négatif s'annule, mais prolongées au-delà de ce point d'une longueur au moins égale à  $z$  ( $z$  étant le bras de levier).



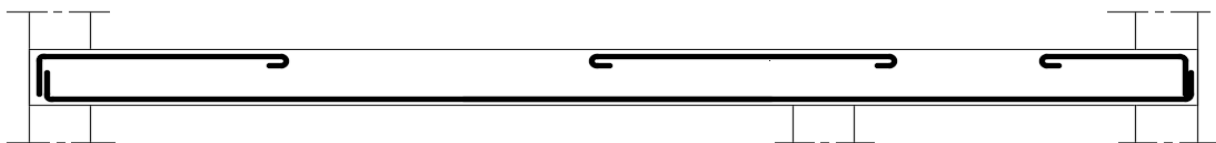
Incorrect

Comme solution, une partie des armatures tendues doit être prolongée jusqu'aux appuis pour résister aux effets de l'effort tranchant.

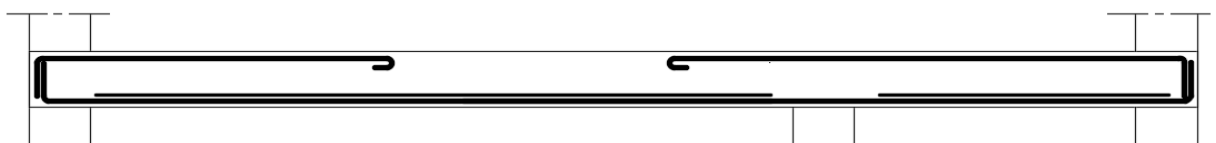


Correct

Dans les poutres continues, les chapiteaux placés au droit des appuis doivent être prolongés d'une longueur suffisante ; en particulier, dans le cas où les travées sont inégales, il faut prendre soin de prévoir un chapiteau plus long dans la travée courte que dans l'autre travée.

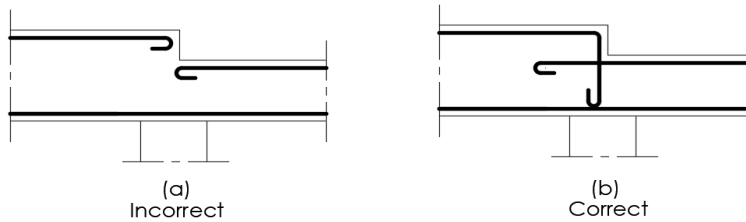


(a)  
Incorrect

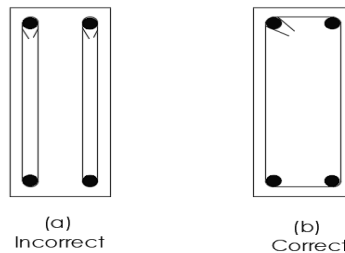


(b)  
Correct

Dans le cas où les armatures à la parties supérieures devront être plongées et celles situées au-dessous être prolongées au-delà du décrochement.



Dans les poutres fléchies, les armatures doivent être maintenues à des distances invariables l'une de l'autre ; des étriers ne sont pas suffisants car ils n'assurent aucune liaison entre les différentes barres longitudinales, il faut toujours prévoir au moins les cadres et les étriers pour renforcer les barres intermédiaires lorsque la section des poutres est importante (c'est à dire la hauteur ou la largeur).



## III.2. LES POTEAUX

### III.2.1 Définition

**Les Poteau** sont des Ouvrages d'art, Éléments porteurs verticaux dont les dimensions transversales sont petites par rapport à sa hauteur, Section verticale en acier et dans notre cas généralement en béton armé destiné à soutenir les charges et surcharges des planchers des dalles,... par l'intermédiaire des poutres.

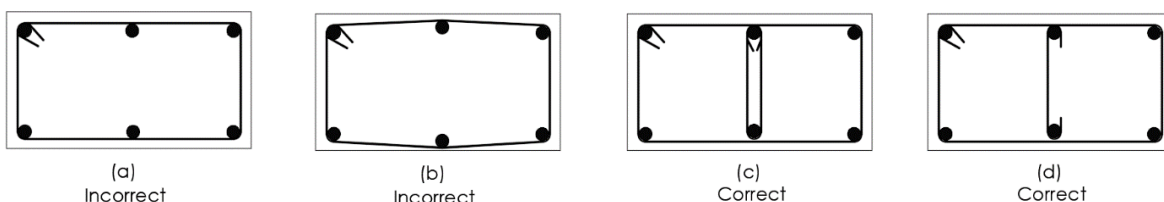
Les Poutre sont Ouvrages d'art ou des Éléments horizontaux d'une charpente servant à supporter les charges et à les transmettre aux appuis (poteaux ou murs voiles).

### III.2.2. Dimensionnement du poteau

En ce qui concerne le dimensionnement des poteaux, nous allons nous référer dans le cours de béton armé (chap. 2 compression simple).

**III.2.3. Disposition constructives et erreurs à éviter :** Dans les pièces comprimées, les armatures longitudinales doivent être maintenues dans leur position au moyen d'armatures transversales travaillant en traction. Ainsi la disposition prévue selon les figures suivantes

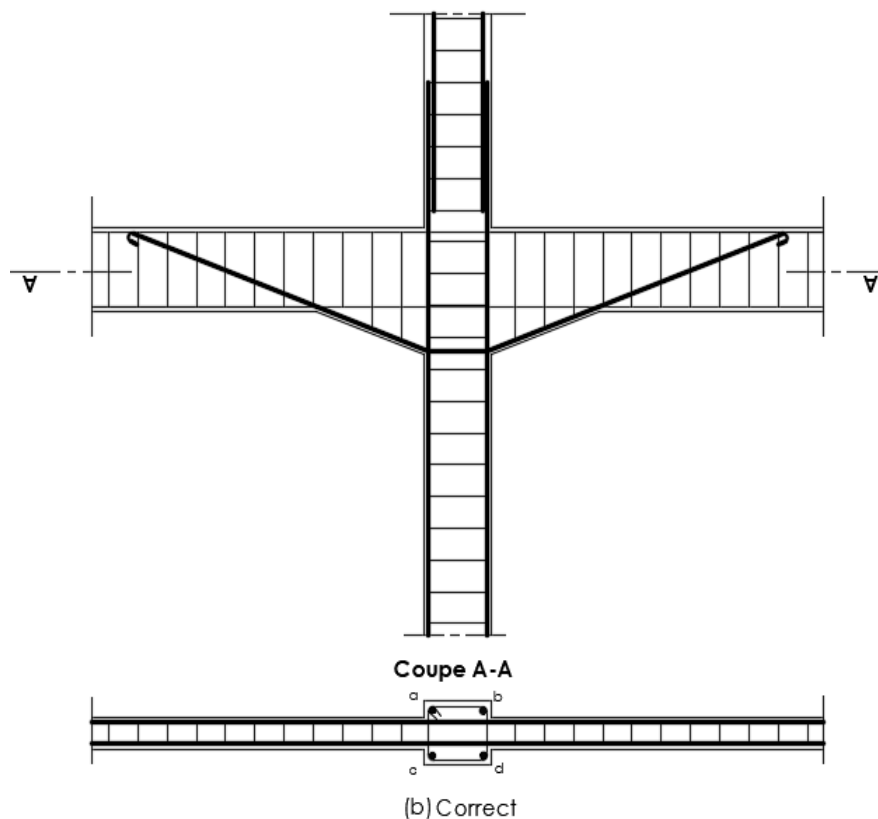
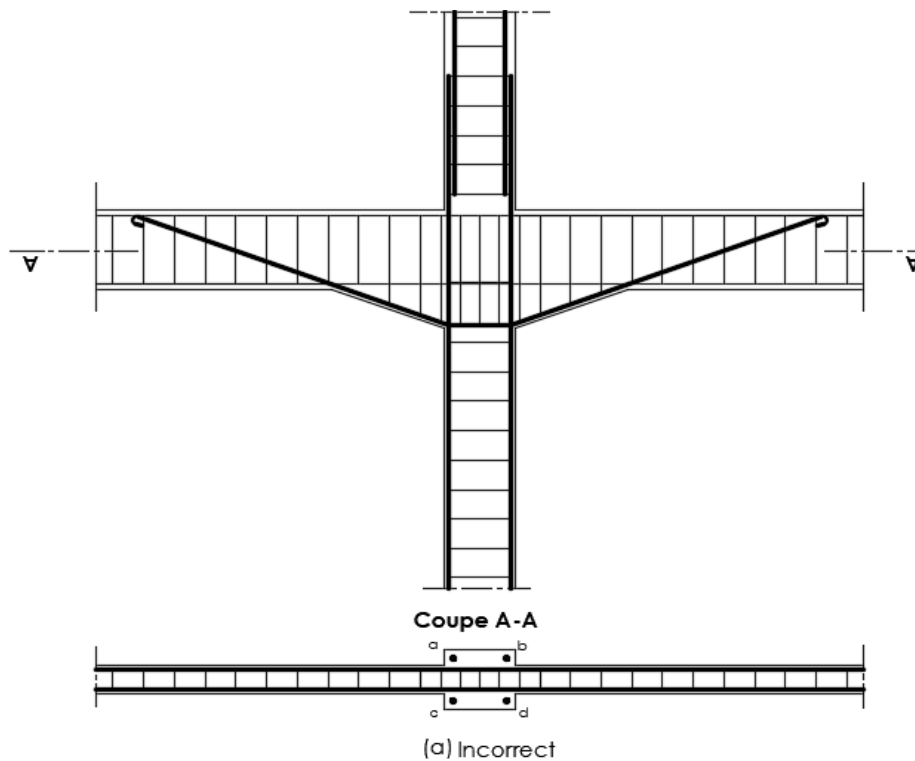
1°. La disposition qu'il faut adoptée pour disposer les cadre en empêchant les risques de déformation et d'armatures de flamber :



2°. Lorsqu'un pilier se prolonge sur plusieurs étages, il faut, au croisement avec les poutres horizontales, interrompre les étriers des poutres et non ceux des piliers, car, avec cette dernière disposition, les armatures

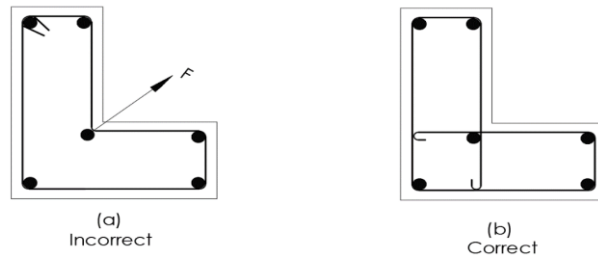
comprimées du pilier ne seraient pas maintenues sur une grande longueur et risqueraient de flamber, il pourrait alors en résulter des désordres dans les piliers, en particulier, sur la face ab et cd.

Des précautions spéciales doivent également être prises dans les angles où se trouvent des armatures tendues ;

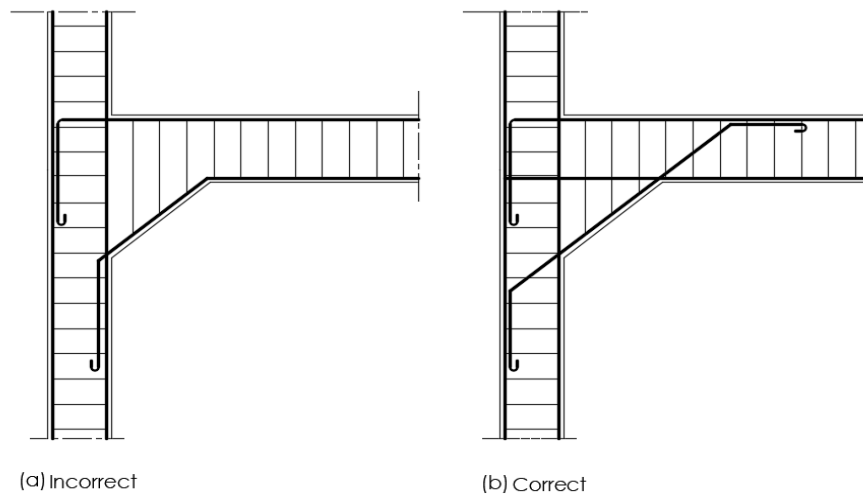


3°. Considérons un pilier d'angle, les figures ci-dessous : une armature tendue qui suit le contour d'une pièce en béton présentant un angle rentrant, les tractions dans les parties AB et AC auront pour résultante une force  $F$  ; cette force n'est équilibrée par rien, on dit qu'il y a poussée au vide.

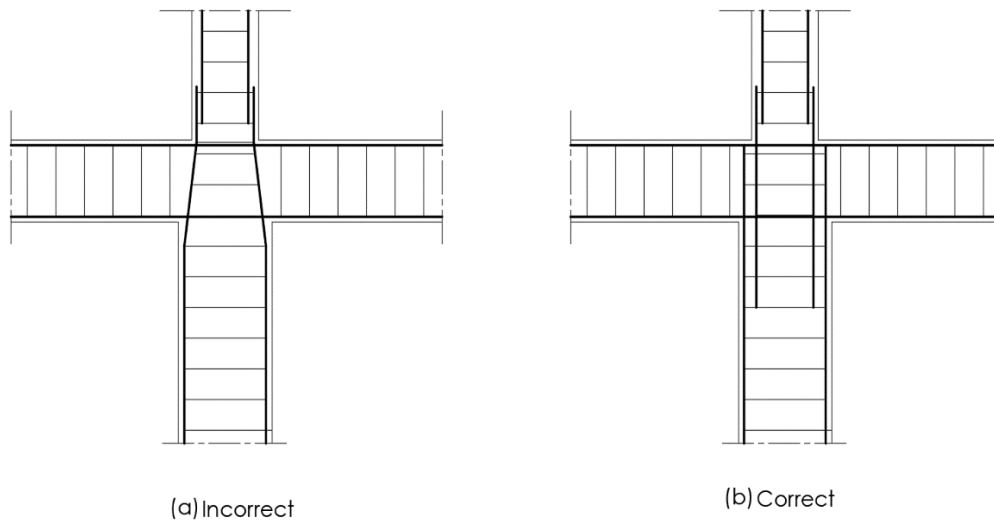
L'armature BAC tiendra à se mettre en ligne, en faisant éclater la mince couche de béton qui la recouvre. En conséquence, les armatures ne doivent pas suivre le contour d'un angle rentrant ;



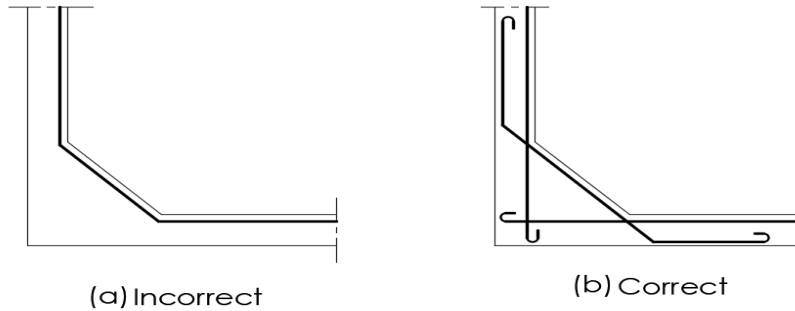
4°. La figure ci-dessous : la liaison d'une poutre avec le poteau lorsque la poutre présente un gousset ;



5°. Un pilier qui se prolonge sur plusieurs étages en changeant de section :



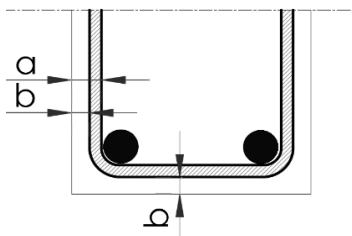
6°. La liaison de la paroi et du radier ou à la liaison des deux parois latérales d'un réservoir ou encore lorsque les dimensions de la paroi ne permettent pas de réaliser un ancrage suffisant des barres en les prolongeant en ligne droite :



### **III.2.4. Pratiques de dessin de ferrailage relatives aux poutres et poteau**

#### **III.2.4.1. Enrobage**

La protection des armatures par l'enrobage qui est la distance minimale des armatures aux parois des coffrages.



- $a \geq \varnothing L$  (diamètre des barres longitudinales) ;
- $b \geq \varnothing t$  ; (diamètre des barres transversales) ;
- $b \geq 4 \text{ cm}$  pour les ouvrages à la mer et aux voisinages de la mer ;
- $b \geq 2 \text{ cm}$  pour les ouvrages courants ;
- $b \geq 1 \text{ cm}$  les ouvrages situés dans les locaux couverts et sans condensation.

#### **III.2.4.2. dessin de ferrailage relatif aux poutres**

**1°. Les armatures transversales** doivent être ancrées totalement, elles sont généralement constituées par des aciers de 6 à 12 mm de diamètre entourant les armatures inférieures et supérieures. Il est recommandé d'avoir un espacement des cadres et/ou des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne d'au moins 7 cm aux appuis.

L'espacement maximal des armatures transversales sera au plus égal à  $h$  (hauteur utile de la poutre), même si l'effort tranchant est nul.

On calcule toujours l'écartement des étriers et des cadres aux appuis et, s'il y a lieu, dans quelques sections intermédiaires ; on répartit ensuite ces étriers et ces cadres en fonction des valeurs trouvées en s'attachant de ne pas compliquer inutilement le travail de ferrailage sur le chantier, à garder l'écartement constant sur une certaine zone.

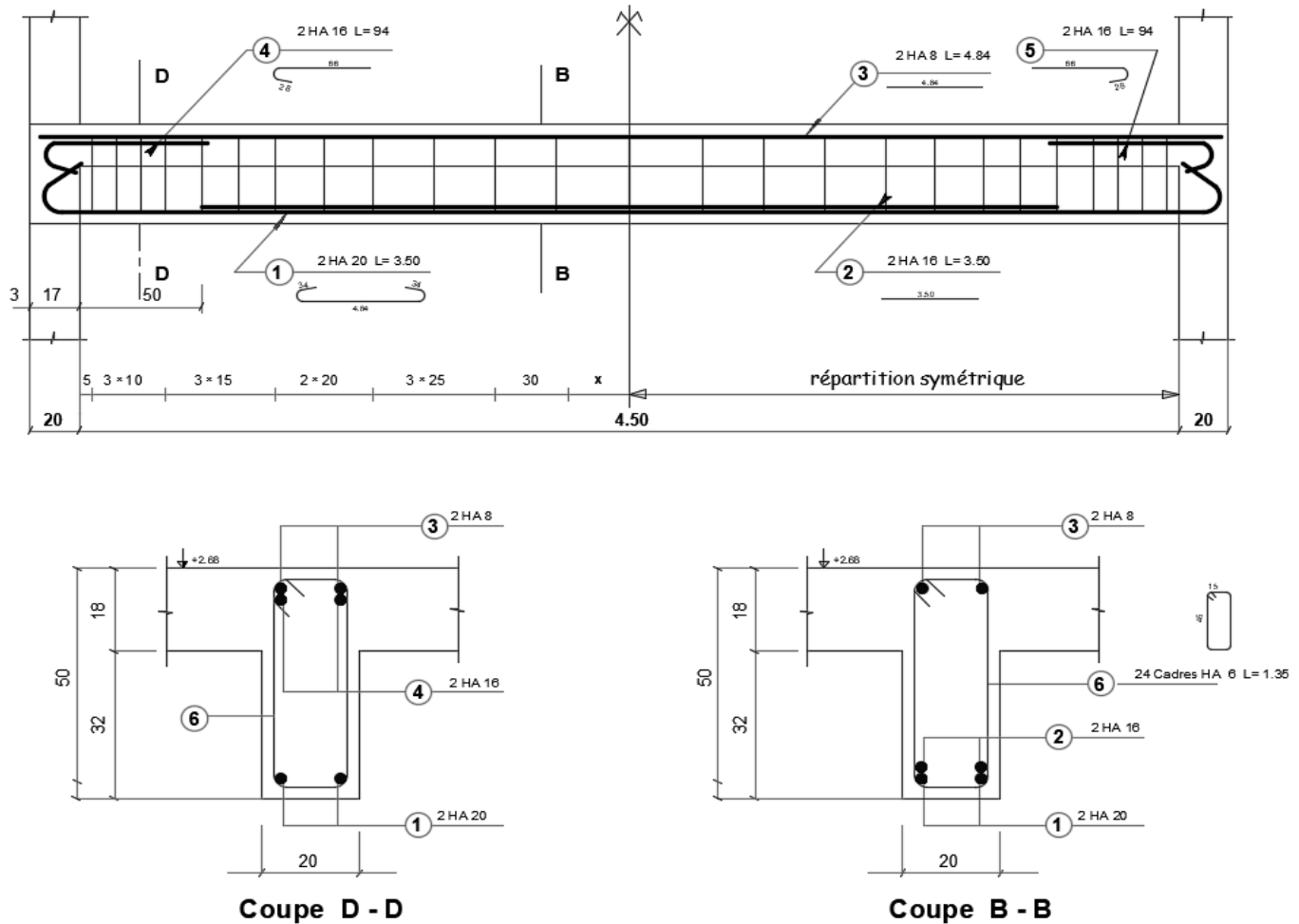
Toutefois, pour les travaux du bâtiment l'on utilise fréquemment la méthode de Caquot lorsque celle-ci est applicable.

**Méthode de Caquot :** Cette méthode ne s'applique que si la poutre est de hauteur constante et si de plus elle est soumise à des charges uniformément réparties.

On considère la suite des nombres : 7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 60.

On calcule l'espacement initial à l'appui, soit par exemple 10,6 cm ; on admet 10 cm comme premier espacement et on placera la première armature à 10 cm 2 soit 5 cm du nu de l'appui. (Voir exemple ci-dessous)



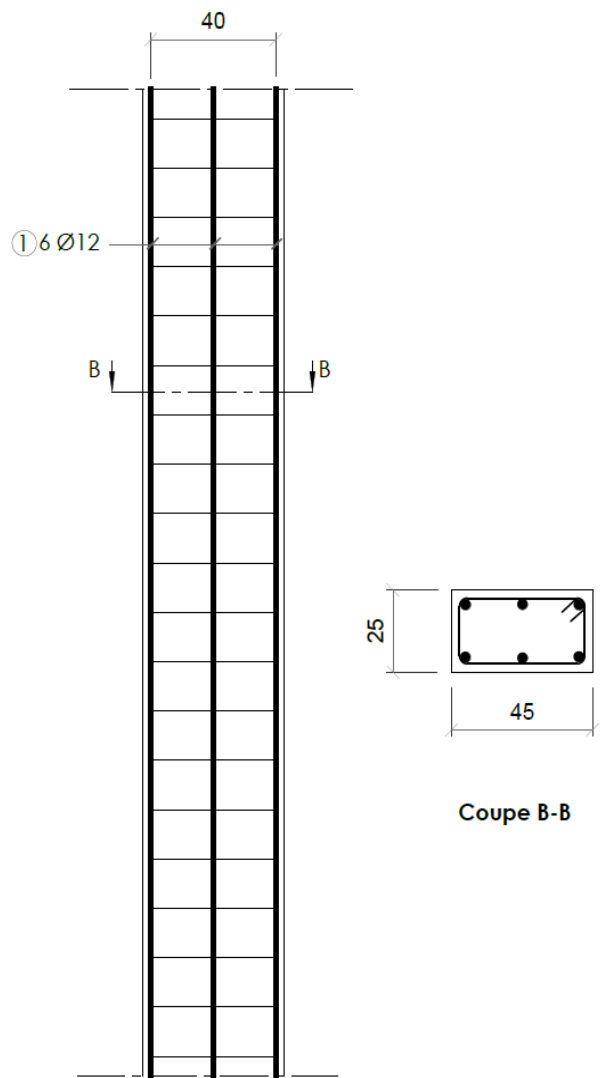
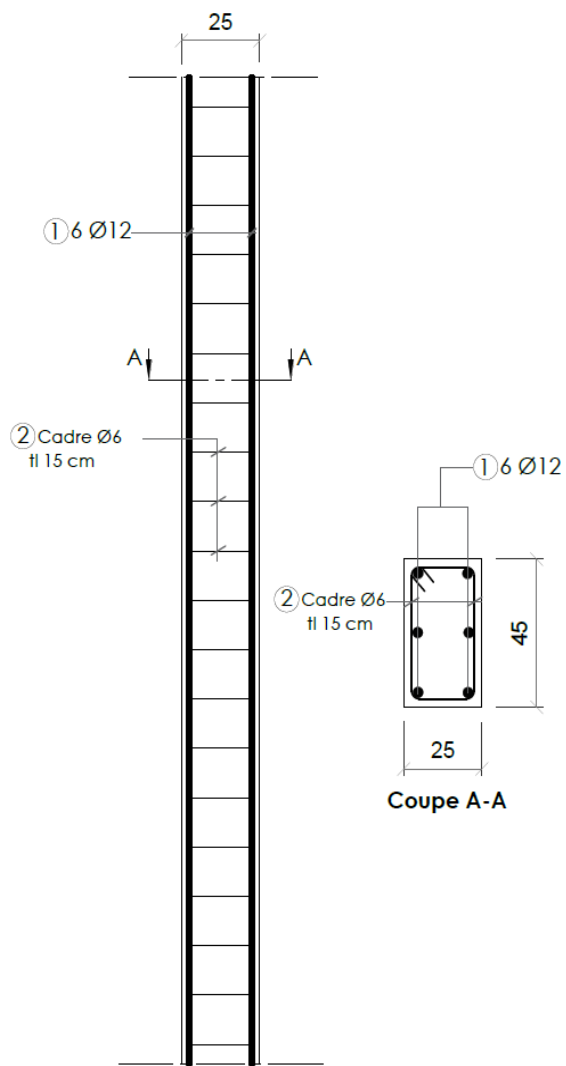


2°. Les règles pratiques pour l'arrêt des armatures longitudinales relatives aux poutres des planchers

#### III.2.4.3. dessin de ferrailage relatif aux poteaux

Le poteau sera dessiné en élévation et en coupe. Sur le plan de ferrailage sera indiqué tous les aciers constituant le poteau (attentes, barres longitudinales, cadres, étriers, épingles...)

Chaque éléments sera défini par :

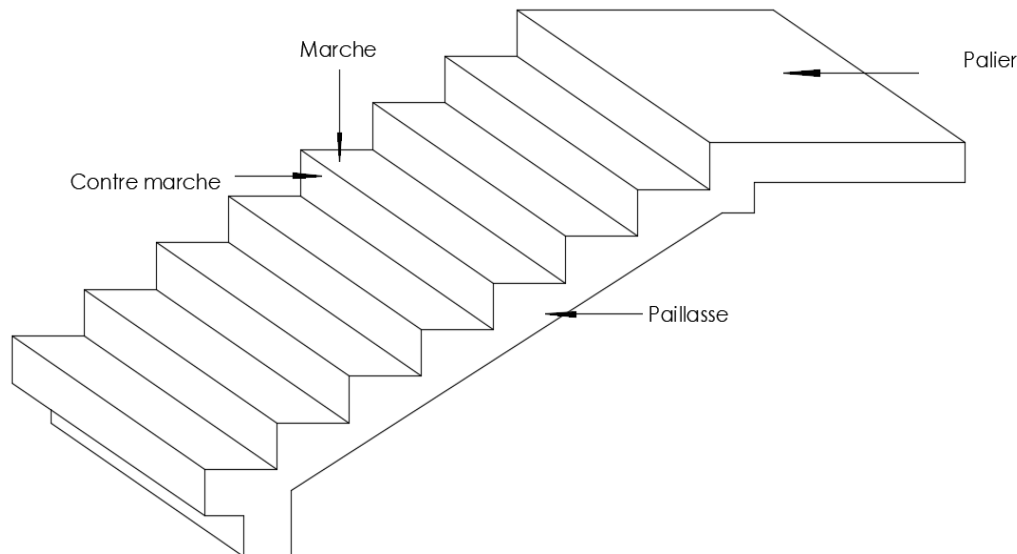


## CHAP IV. LES ESCALIERS

### IV.1. Définition

L'Escalier est élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

On appelle marche, la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et le contre marche, la partie verticale des gradins. D'autres définitions voir le cours de technologie et dessin de bâtiment 4<sup>ème</sup>.



### IV.2. Dimensionnement des éléments de l'escalier

Si  $h$  est la hauteur d'une contremarche et  $g$  (giron) la largeur d'une marche, on doit, pour que l'escalier puisse être monté facilement avoir entre ces deux quantités la relation :

$$2h + g = \text{environ } 64$$

**Avec :**  $h$  et  $g$  en centimètre

Connaissant  $H$  et  $L$ , on obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

- Si  $n$  est le nombre des contremarches, on aura  $n - 1$  marches, d'où

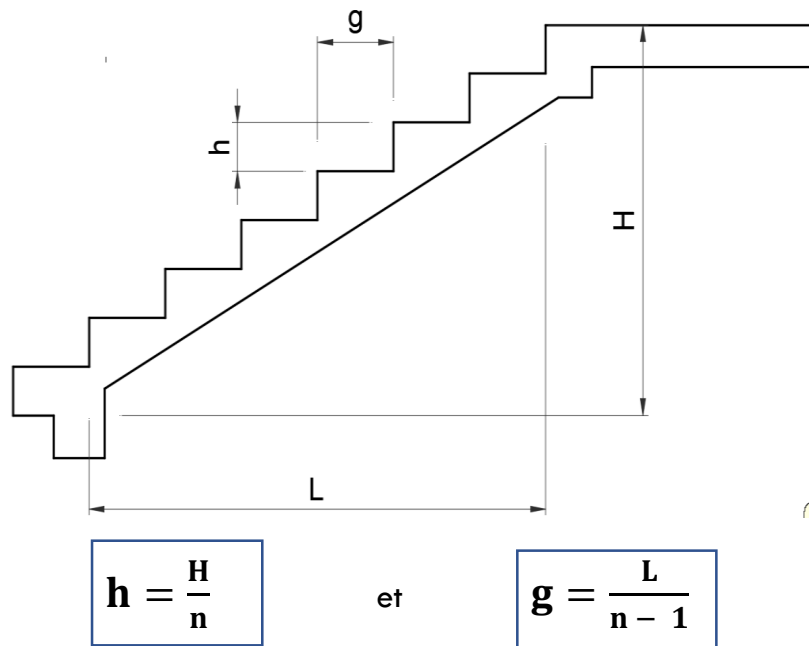
$$2h + g = 64, \quad n \cdot h = H \quad \text{et} \quad (n - 1) \cdot g = L$$

- $n$  doit être racine de l'équation :

$$64h^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

- A chaque étage l'escalier aboutit à un palier d'arrivée, qui est en même temps palier de départ de l'étage au-dessus. La longueur d'un palier doit être de 3 marches au moins.
- Une suite ininterrompue de marches s'appelle une volée, une volée peut être droite ou courbe, elle doit comporter au maximum 18 à 20 marches, la partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un palier ou palier de repos

On prendra pour  $n$  le nombre entier le plus voisin de la racine trouvée :

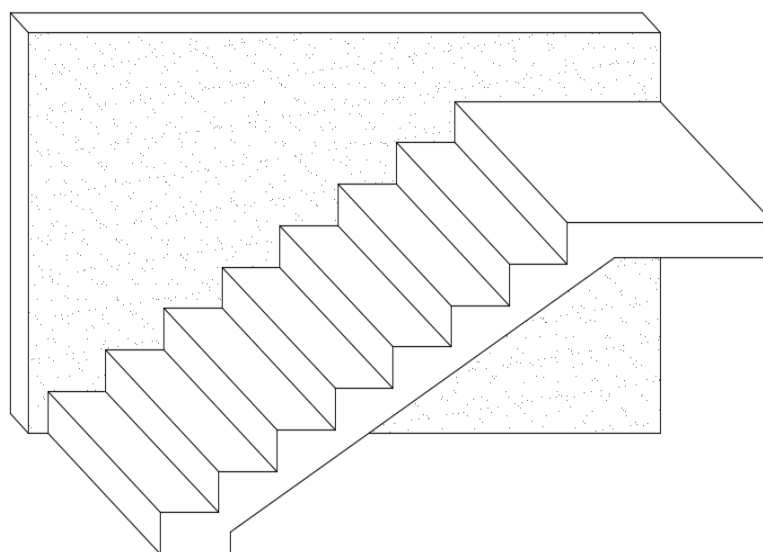


La hauteur normale des marches est de 16 à 18 cm ; pour la largeur, on ne doit pas descendre en dessous de 23 cm.

### IV.3. Différents types d'escalier

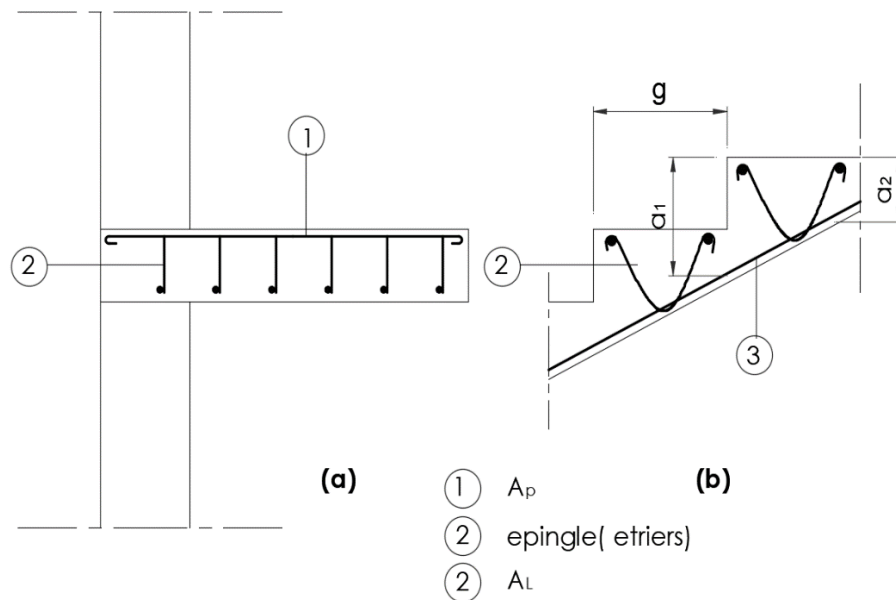
#### IV.3.1. Escalier en console

Cette disposition est utilisée dans les escaliers en hélice construits à l'intérieur des tours ou dans les escaliers rectilignes, lorsqu'il n'est pas possible de mettre des piliers ; la marche est alors encastrée dans le mur et calculée en console.



Escalier rectiligne

Dans le cas des escaliers en console, les armatures principales **Ap** seront placées à la partie supérieure de la marche ; on prévoit en outre, à la partie inférieure, des armatures des longitudinales **Al**, destinée à renforcer les angles ; les deux réseaux d'armatures sont reliés par **des étriers e**.

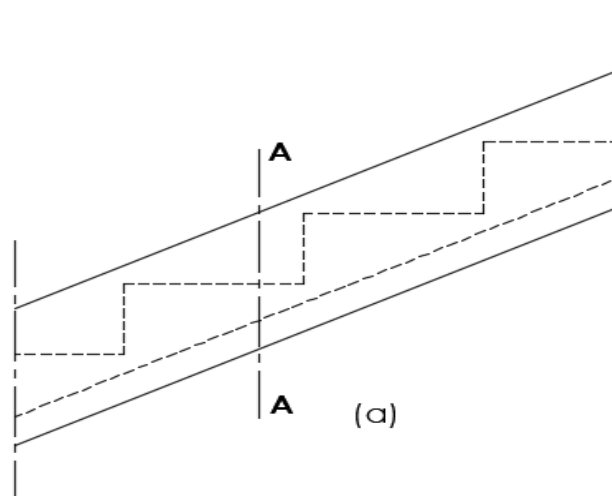


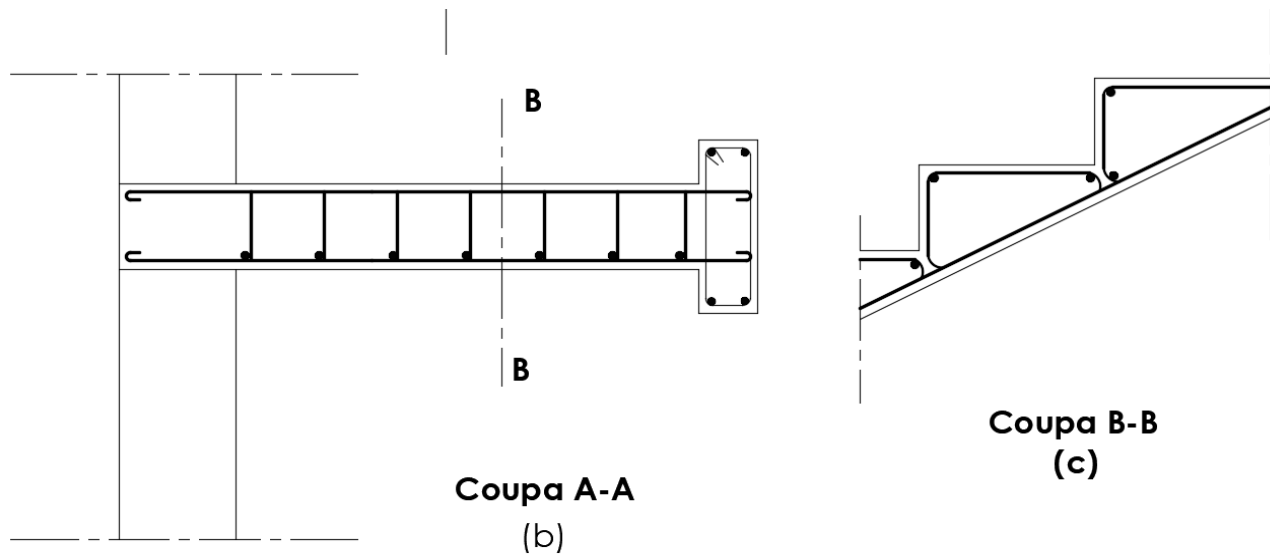
**NB :** Pour ce calcul de ce type d'escalier, on assimile la marche à une section rectangulaire de largeur  $g$  et de hauteur  $h = \frac{a_1 + a_2}{2}$  et on considère que la charge comprend en dehors du poids propre, poids de deux personnes, soit 150 kg, par mètre linéaire de marche ; suivant la destination de l'escalier, on peut d'ailleurs être amené à considérer, en particulier dans les bâtiments industriels, des surcharges importantes.

#### **IV.3.2. Escalier à limon**

On prévoit souvent, du côté du jour, un rebord sur lequel sera fixée la rampe ; on utilise alors la poutre ainsi constituée comme limon.

Les marches sont considérées comme semi-encastées sur le mur et sur le limon ; on les calcule, comme dans le cas précédent, en les assimilant à une section rectangulaire.





NB : le limon est considéré comme semi-encastré aux deux extrémités et il reçoit la réaction des marches ; soit  $p$  la charge par mètre courant de limon ; cette charge se décompose en une charge perpendiculaire au limon  $p_1 = p \cos \alpha$  et en une charge parallèle au limon  $p_2 = p \sin \alpha$ .

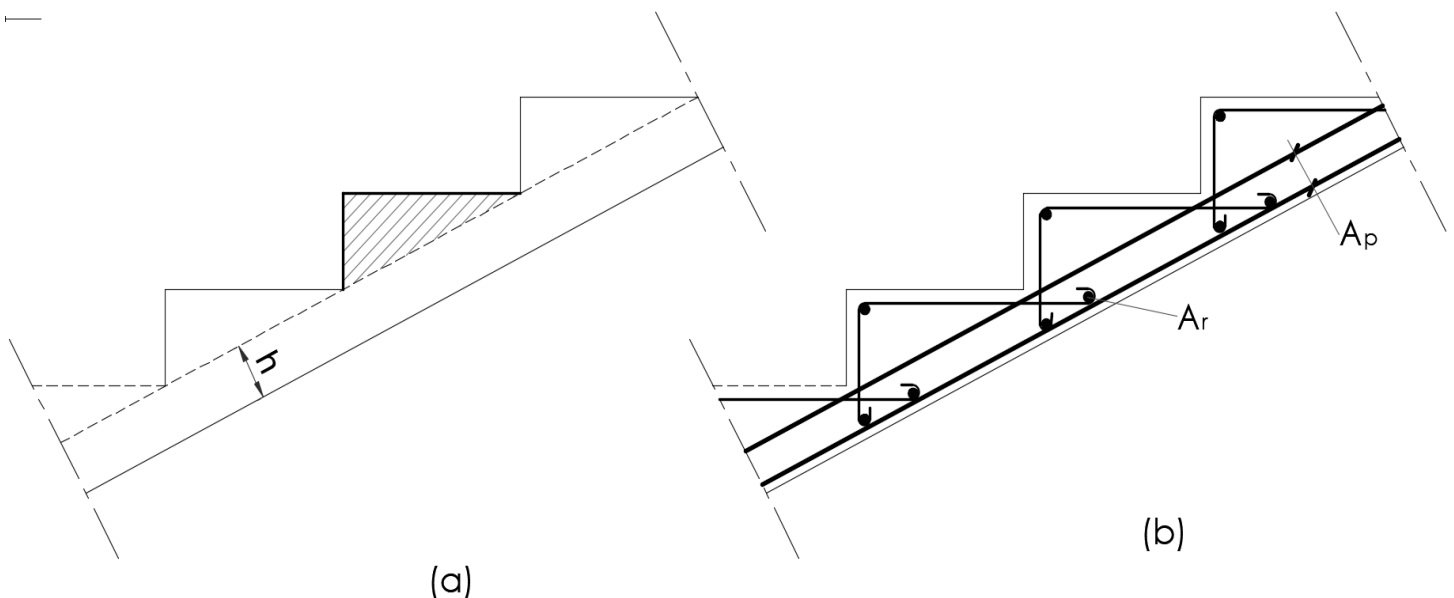
Le moment en travée sera donc, en considérant un semi-encastrement et en appelant  $P$  la charge totale  $p L_1$  :

$$M = \frac{p_1 L_1^2}{10} = p \cos \alpha \frac{L_1^2}{10} = \frac{p_1 L_1}{10} \cos \alpha = \frac{PL}{10}$$

#### IV.3.2. Escalier sans limon

Dans ce cas, la paillasse porte de palier à palier et l'élément résistant est constituée par une dalle inclinée d'épaisseur  $h$  semi-encastée aux deux extrémités.

Les marches au-dessus de la dalle (partie hachurée) sont considérées comme une surcharge et n'interviennent pas dans la résistance.



Les armatures principales  $A_p$  auront la position représentée sur la figure ci-dessous ; elles seront complétées par des armatures de répartition  $A_r$  et les armatures situées près du nez des marches.

#### **IV.4. Application dessin de ferrailage d'escalier en béton armé**

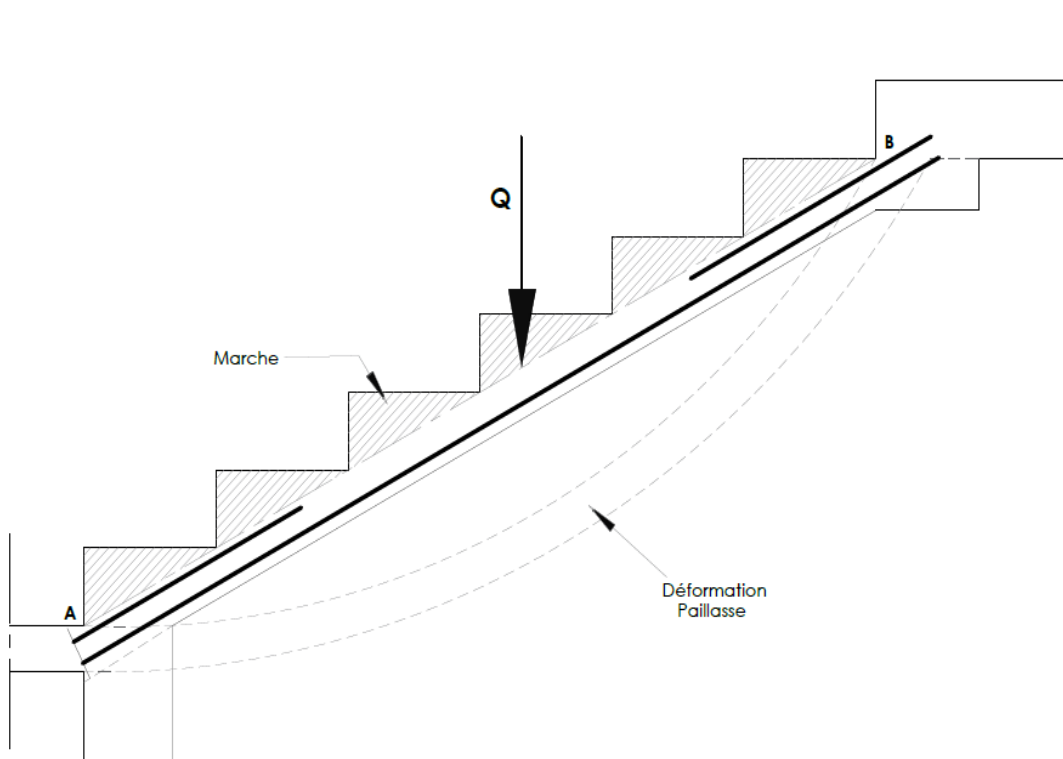
La figure ci-dessous représente la coupe verticale d'une volée d'escalier sans limon, escalier réalisé dans un bâtiment industriel,...

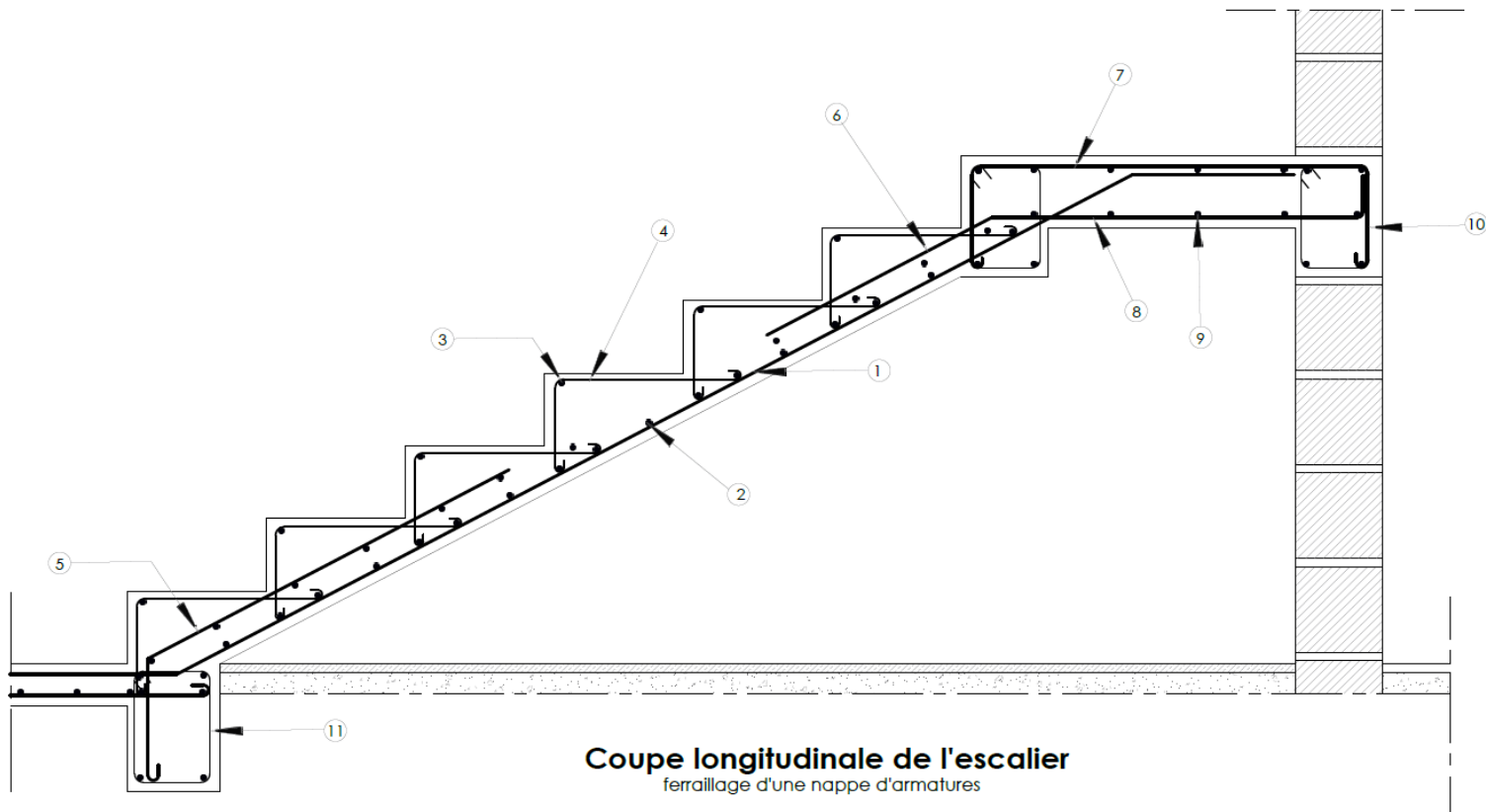
##### **1°. Déformation et principes d'armatures**

Le paillasse est considéré comme une dalle en position inclinée reposant sur deux appuis et supportant les charges de différentes marches.

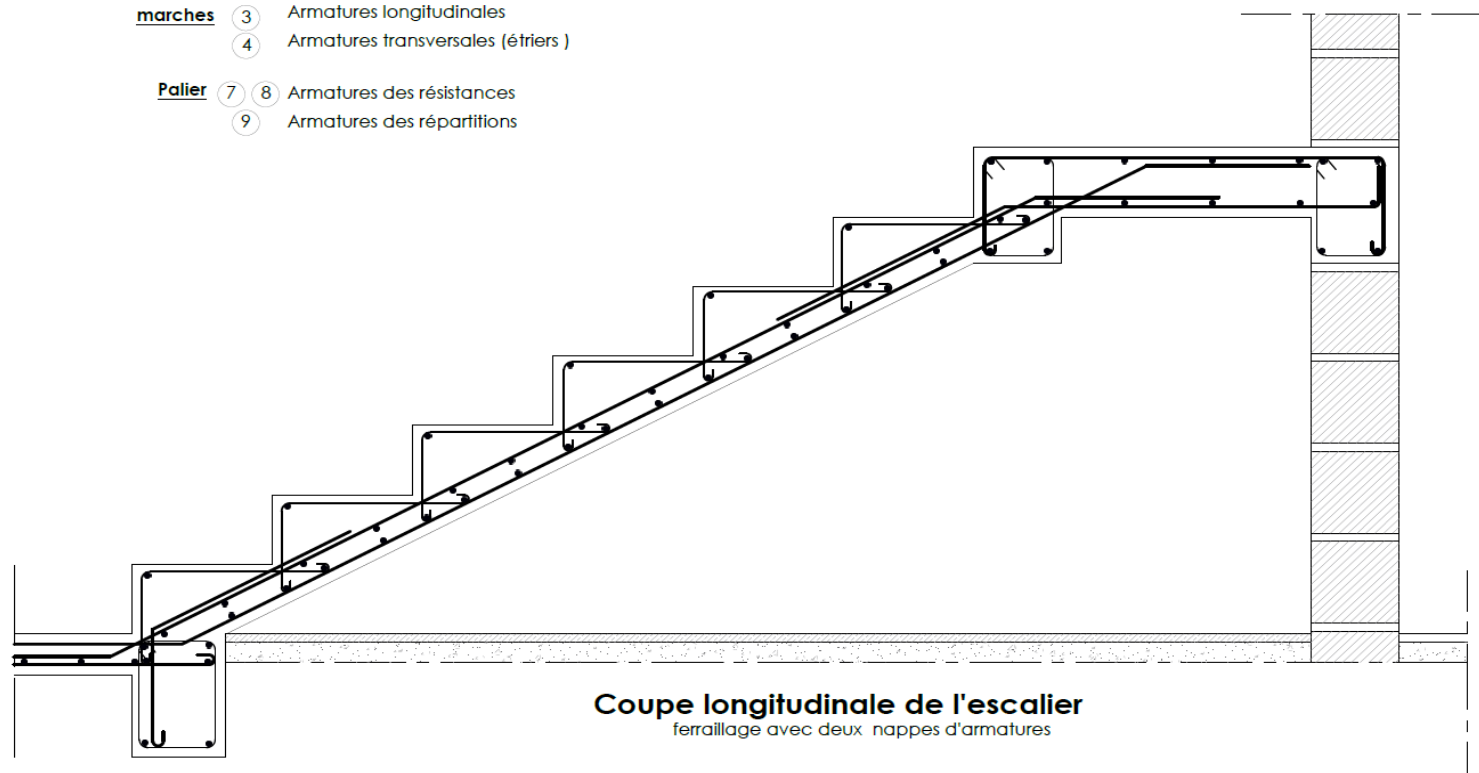
On remarque que la dalle paillasse fléchit sous la charge :

- Moment fléchissant max est :  $M_f = \frac{p l^2}{8}$
- La partie inférieure de l'escalier sera munie d'une poutre permettant à l'escalier de ne pas glisser en lui donnant un appui (semelle) solide ;
- Il sera prévu, des armatures en chapeaux pour reprendre les contraintes de traction. Voir la fig. ci-dessous :





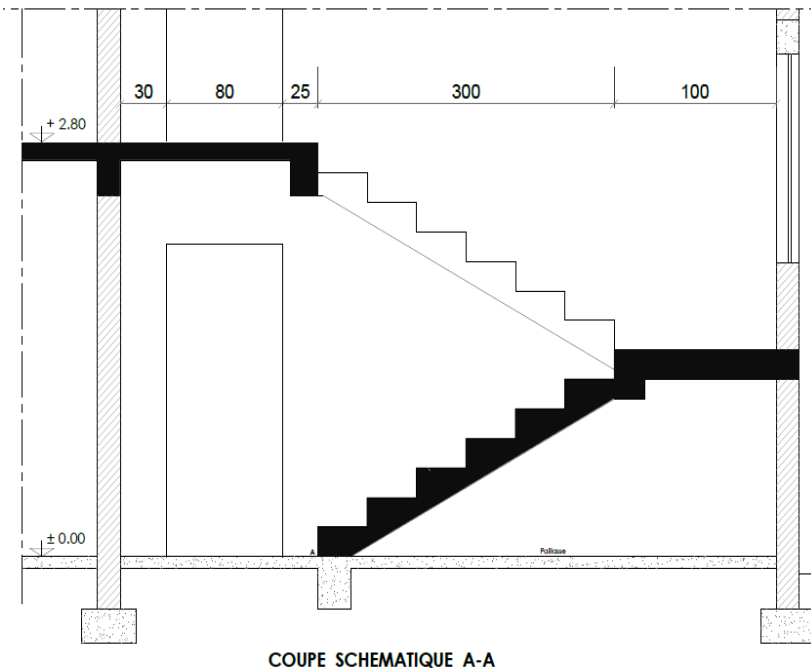
- Paillasse (Dalle)**
- ① Armatures des résistances
  - ② Armatures des répartitions
  - ⑤ Armatures (chapeau)
  - ⑥ Armatures (chapeau)
- marches**
- ③ Armatures longitudinales
  - ④ Armatures transversales (étriers)
- Palier**
- ⑦ ⑧ Armatures des résistances
  - ⑨ Armatures des répartitions





## Exercice d'application 1

### HALL D'ENTREE AVEC ESCALIER TOURNANT



#### 1. Description du sujet

L'esquisse ci-contre représente une coupe schématique d'un hall d'entrée d'un bâtiment public.

Au cours de la construction, l'architecte est obligé de remonter le niveau fixe de la dalle de l'étage à 4,375 m du niveau 0.00, du rez-de-chaussée sans démolition des murs déjà construits.

Pour ce faire, il réalise un escalier balancé.

#### 2. Détails techniques

- L'escalier à 2 volées de 3,00 m de largeur et 4,00 m de longueur.
- Le jour de l'escalier mesure 10 cm de large.
- Tous les éléments en béton ont 5Ø 12 pm. En compression et en traction ainsi que des étriers de Ø 6, 5 pm.
- L'escalier à des volées strictement symétriques.

#### 3. Travail demandé et barème de cotation

1. Calculer les éléments de l'escalier balancé (hauteur, giron, nombres de marches)..... 5 pts
  2. Dessiner la vue en plan du hall en représentant correctement l'escalier balancé ..... 10 pts
  3. Dessiner la coupe A-A de l'escalier en supposant que la ligne de la coupe passe par la ligne de foulée de la volée du rez-de-chaussée.....6 pts
  4. Cotation et soin. ....4 pts
- Echelle exigée : 2%

#### Résolution

Calculer les éléments de l'escalier balancé (hauteur, giron, nombres de marches : nous savons que la hauteur du contre marche varie de 16 à 18 cm.

Connaissant la hauteur totale de l'escalier de 2,80 m et 16 cm de hauteur du contre marche Le nombre des contremarches sera donc :

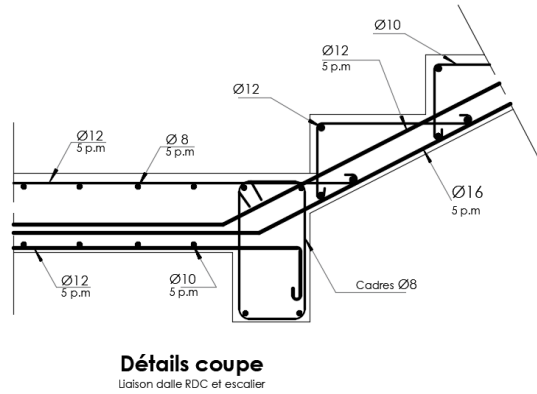
$$n = \frac{H}{h} = \frac{280}{16} = 17,5 \cong 18$$

Connaissant la hauteur du contre marche, le giron  $g$  est :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \Rightarrow g = 64 \text{ cm} - 2h = 64 \text{ cm} - 2(16 \text{ cm}) \Rightarrow g = 64 \text{ cm} - 32 \text{ cm}$$

$$g = 32 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de marches } (n - 1) = 17$$



## CHAP V. MURS DE SOUTÈNEMENT

### V.1. Introduction

Les murs de soutènement sont réalisés dans le but de limiter l'emprise occasionnée par les talus, soit en remblai, soit en déblai. Ils sont donc destinés à contenir la poussée des terres. Lorsqu'il s'agit une différence de niveau entre deux point a et b d'un terrain, la ligne de raccordement ab n'est généralement pas verticale ; cette ligne ab fait, avec l'horizontale, un angle  $\varphi$  appelé angle de talus naturel des terres. Si l'on désire que la ligne ab soit verticale, ou voisine de la verticale, il est donc nécessaire de prévoir un ouvrage destiné à maintenir des terres (fig. 2).

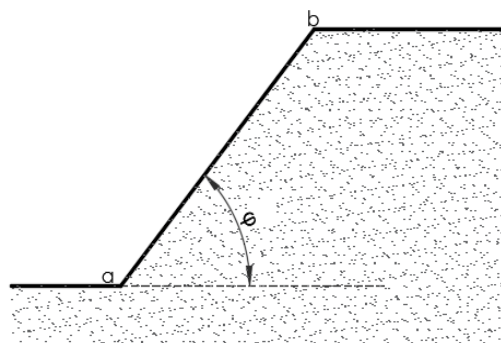


fig. 1.

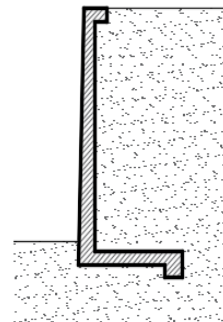
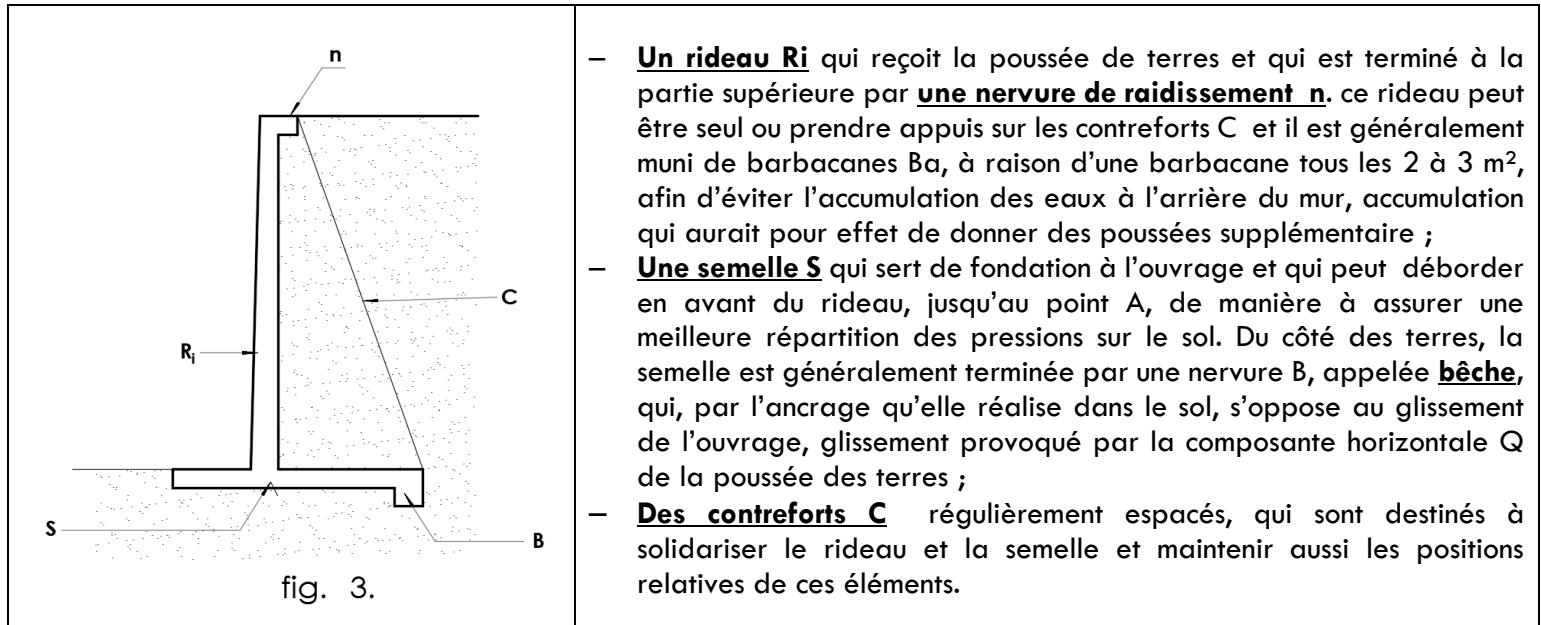


fig. 2.

On en distingue deux types principaux :

- Les murs de soutènement en maçonneries ou murs poids ;
- Les **murs de soutènement en béton armé** » ou murs légers que nous allons étudier dans ce cours, comme indiqué tout au début de ce cours qui concerne que les ouvrages en béton armé.

**V.2. Éléments constitutifs des murs de soutènement** : Un mur de soutènement en béton armé se décompose habituellement des éléments suivants voir la figure ci-dessous :



### **V.3. Dimensionnement des murs de soutènement**

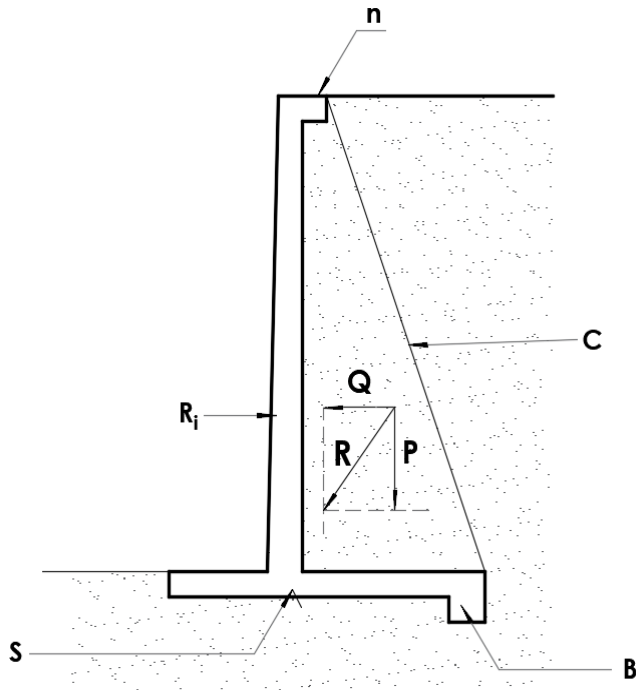
#### **V.3.1. Force agissantes**

Les forces à considérer sont :

- Le poids propre du mur, le poids du terrain se trouvant sur la semelle, le poids de la surcharge éventuelle sur le remblai ; soit P la résultante de ces forces ;
- La poussée des terres Q.

Sous l'effet de la force Q, le mur tend à pivoter autour de A et à glisser sur la fondation. Pour que l'équilibre soit assuré, il est nécessaire que le moment, par rapport à A des forces tendant à provoquer le renversement soit inférieur au moment, par rapport au même point, des forces stabilisatrices.

Mais cette condition n'est pas suffisante ; il faut en effet, que la contrainte maximal sur le sol de fondation soit inférieure à la contrainte admissible que peut supporter ce sol soit uniforme que possible, donc que la résultante R de P et Q passe aussi près que possible du milieu de la semelle ; on devra d'ailleurs s'arranger pour que le point de passage de cette résultante ne sorte pas du tiers centre , de manière à avoir des efforts de compression sur toute la surface de la fondation.



Enfin il faudra vérifier, en particulier lorsqu'il n'y a pas de bêche, que le mur ne tend pas à glisser, c'est-à-dire que le rapport :

$$\frac{Q}{P} < f$$

Avec Q : force horizontales  
P : force verticales  
f : coefficient de frottement béton sur terre

On peut donner comme ordre de grandeur de  $f$  :

Types de sols	Coefficient de frottement $f$
Argile humide	0,3
Argile sec	0,5
sable	0,4
Gravier	0,6

### V.3.2. Calcul de la poussée des terres

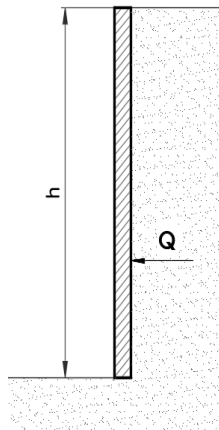
L'étude de la poussée des terres est traitée dans les ouvrages de résistance de matériaux. On démontre que la composante horizontale  $Q$  de cette poussée est donnée, pour une tranche verticale de 1 m de longueur, par :

$$Q = A \cdot \Delta \cdot \frac{h^2}{2}$$

Avec :

- A : coefficient numérique fonction de l'angle  $\varphi$  du talus naturel des terres, de l'inclinaison du mur et de l'inclinaison du remblai au-dessus du plan horizontal passant par le sommet du mur ;
- $\Delta$  : Poids spécifiques des terres en  $\text{Kg/m}^3$
- h : Hauteur du mur en m
- Q : La poussée des terres en kg

Dans le cas d'un mur à parement vertical soutenant un remblai limité à la partie supérieure par un plan horizontal et ne supportant pas de surcharges, on pourra utiliser pour A les valeurs du tableau ci-dessous, valeurs obtenues par application de la formule :



$\varphi$ (degrés)	A
10	0,704
15	0,588
20	0,490
25	0,406
30	0,333
35	0,270
40	0,217
45	0,171
50	0,132

$$A = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

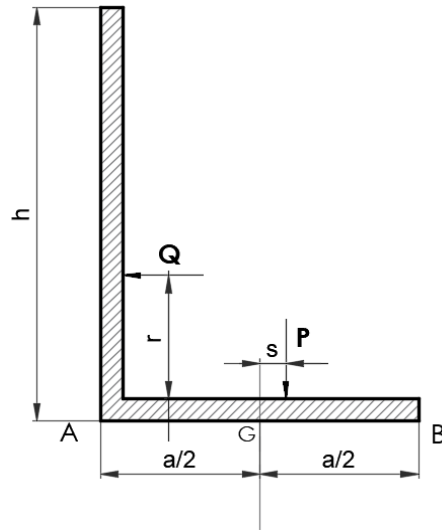
En ce qui concerne le poids spécifique des terres et l'angle  $\varphi$  du talus naturel, voir le table ci-dessous lorsqu'on ne dispose pas des données expérimentales précises, ces valeurs suivantes qui ne sont données qu'à titre indicatif :

Nature des terrains	Poids Spécifique (kg/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (degrés)
Terre végétale ordinaire .....	1450	45
Terre argileuse.....	1800	45
Terre forte.....	1900	55
Sable fin.....	1420	30
Terre sableuse.....	1700	35
Argile et boue.....	1850	20
Cailloux et graviers.....	1550	45

### V.3.3. Calcul de stabilité du mur et condition de sécurité

Pour les calculs des charges verticales qui donnent la résultante P : on détermine pour 1 m de longueur du mur : Le poids du rideau, le poids de la semelle ; le poids du remblai supporté par la semelle ; le poids des surcharges sur le remblai.

Soit P la résultante des charges verticales et s la distance de P au milieu G de la semelle.



1°. Calcul des réactions du sol : le moment par rapport au centre de gravité G de la semelle a pour moment  $M$ , l'expression ci-dessous ;

$$M = Q_r - P_s$$

Et si P était à gauche de G, on aurait :

$$M = Q_r + P_s$$

2°. Les contraintes en A et B sont données par la formule générale ;

$$\sigma' = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M_v}{I}$$

Prenons pour unités le kilogramme et centimètre, nous aurons :

$$N = P ; \Omega = 100 \times a ; \frac{v}{I} = \frac{\frac{a}{2}}{100 \frac{a^2}{12}} = \frac{6}{100 a^2} ; \text{ d'où}$$

$$\sigma' = \frac{P}{100 a} \pm \frac{6 M}{100 a^2}$$

Avec :

P : la résultante des charges verticales en kg

M : moment en kg cm

$\sigma'$  : Les contraintes en A et B en kg/cm<sup>2</sup>

3°. On vérifiera aussi successivement :

– Que le mur peut pas se renverser autour de l'arête A ; Prenons les moments par rapport à A :

Moment de renversement :

$$M_r = Q_r$$

Moment stabilisateur :

$$M_s = P \left( \frac{a}{2} + s \right) \text{ ou } P \left( \frac{a}{2} - s \right) \text{ si } P \text{ est à gauche de } G$$

On devra avoir :

$$\frac{M_s}{M_r} > 2$$

- Que la contrainte maximale sur le sol de fondation est admissible, c'est –à-dire que l'on a :

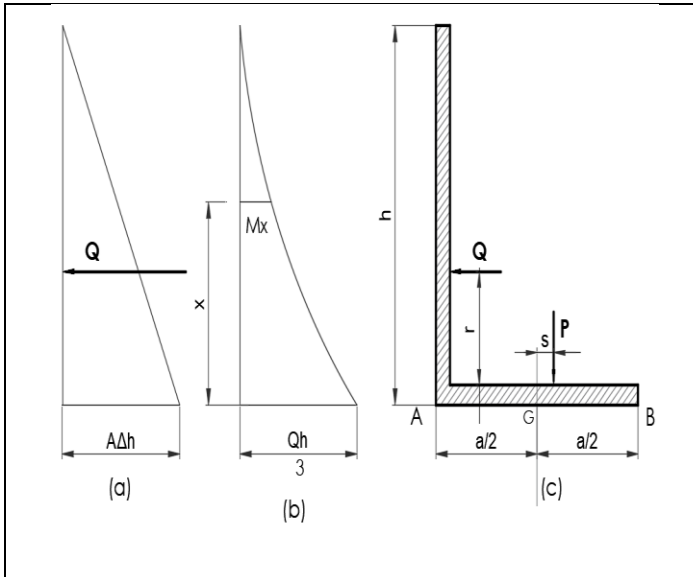
$$\sigma_A = \frac{P}{100 a} + \frac{6M}{100 a^2} < \text{Contrainte permise par la résistance du sol ;}$$

- Que le mur ne peut pas glisser sur sa fondation, c.-à-d. que l'on a :

$$\frac{Q}{P} < f$$

#### V.3.4. Calcul du rideau

Le rideau sera considéré comme une console encastrée sur la semelle et est soumise à une charge triangulaire voir la fig. a.



- Le moment en un point quelconque sera donné par :

$$M_x = \frac{Q}{3} \frac{(h-x)^3}{h^2}$$

Le diagramme des moments est représenté sur la figure b.

- Le moment maximal a pour valeur :

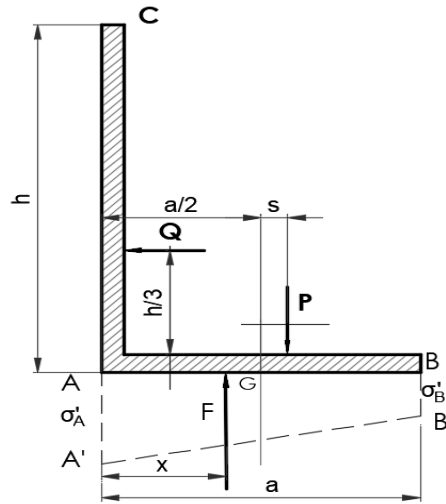
$$M_m = \frac{Q h}{3}$$

#### V.3.5. Calcul de la semelle

La semelle est soumise :

- à son poids propre, aux poids du rideau, du remblai, des surcharges sur le remblai, soit P la résultante de ces forces ;
- aux réactions du sol, soit F leur résultante appliquée à x de A.

Nous avons :



$$F = \frac{\sigma'_A + \sigma'_B}{2} \times 100 a$$

La valeur de  $x$  est donnée par l'expression ci-dessous, sachant que  $F$  passe par le centre de gravité du trapèze  $ABA'B'$  donc :

$$x = \frac{\sigma'_A + 2 \sigma'_B}{\sigma'_A + \sigma'_B} \times \frac{a}{3}$$

Le moment en A est donné par l'expression ci-dessous :

$$\begin{aligned} M_{AB} &= \frac{\sigma'_A + \sigma'_B}{2} \times 100 a \times \frac{\sigma'_A + 2 \sigma'_B}{\sigma'_A + \sigma'_B} \times \frac{a}{3} - P \left( \frac{a}{2} + s \right) \\ &= 100 \frac{a^2}{6} (\sigma'_A + 2 \sigma'_B) - P \left( \frac{a}{2} + s \right) \end{aligned}$$

Comme :

$$\sigma'_A = \frac{P}{100 a} + \frac{6M}{100 a^2} \quad \text{et} \quad \sigma'_B = \frac{P}{100 a} + \frac{6M}{100 a^2}$$

Nous obtenons :  $M_{AB} = -M - Ps$  remplaçons  $M$  par sa valeur :  $M = Q \frac{h}{3} - Ps$

$$M_{AB} = -Q \frac{h}{3}$$

En conclusion :  $M_{AB} - M_{AC} = 0$  puisque le nœud A doit être en équilibre

Et le calcul du moment est pris entre deux section (section I-I et section II-II)

### V.3.6. Calcul des armatures

$$A = \frac{M_m}{\sigma_{\text{acier}} \cdot k \cdot h_u}$$

Avec :  $A$  : section des aciers principales en  $\text{cm}^2$

$M_m$  : Moment maximal en  $\text{kgcm}$

$\sigma_{\text{acier}}$  : La contrainte admissible des aciers en  $\text{kg/m}^3$



$$\sigma_{\text{acier}} = \frac{2}{3} \sigma_{\text{en}} \quad \text{et} \quad hu = ht - d$$

K : coefficient qui est donné par la valeur : 37,1

hu : la hauteur utile de la semelle en cm

Suivant un écartement, les armatures transversales seront déterminées par l'expression :

$$A_t = \frac{T \cdot t}{\sigma_{\text{at}} \cdot z}$$

Avec :  $A_t$  : section des aciers traversables (cadres) en  $\text{cm}^2$

t : Espacement en cm

$\sigma_{\text{at}}$  : La contrainte des aciers transversaux en  $\text{kg}/\text{m}^3$

T = Q : effort tranchant en kg

z : Bras de levier en cm

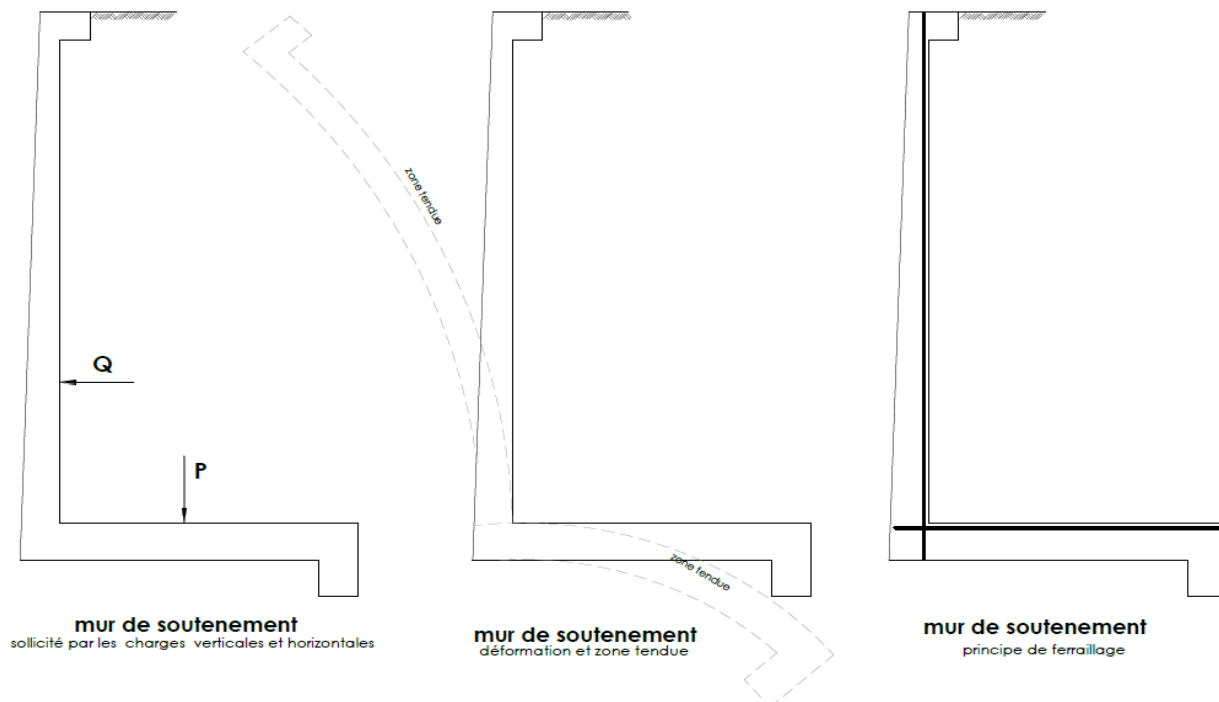
$$z = \frac{7}{8} hu$$

## V.4. Dessin de ferrailage

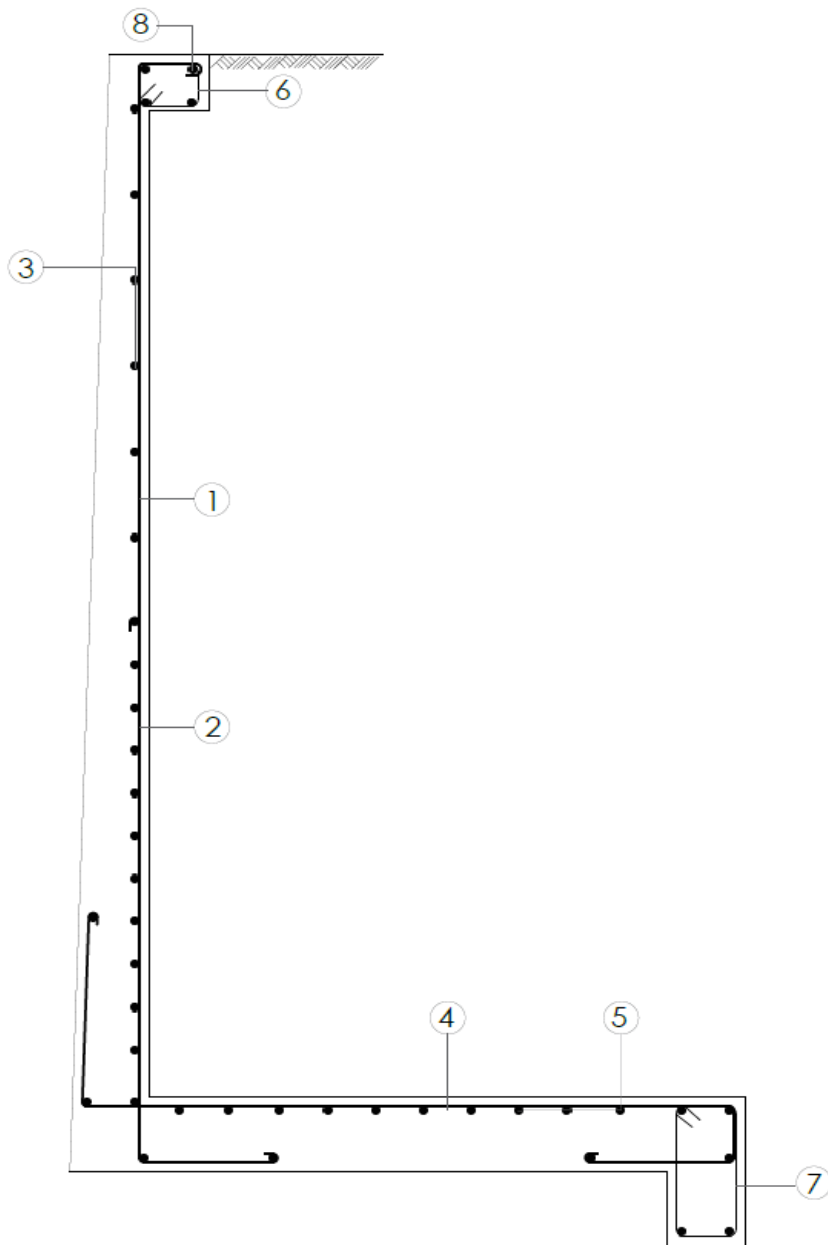
### V.4.1 Mur de soutènement sans contrefort

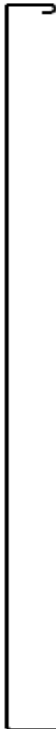
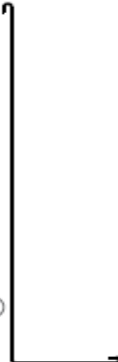

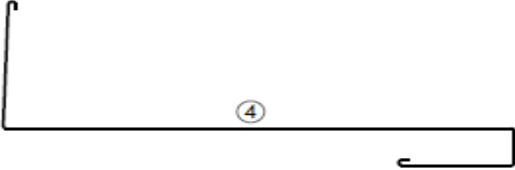




#### V.4.1.1. Déformation et principe d'armature

Nous allons étudier la déformation et repérer les zones tendues dans la figure ci-dessous :



#### V.4.1.2. Dessin de ferrailage

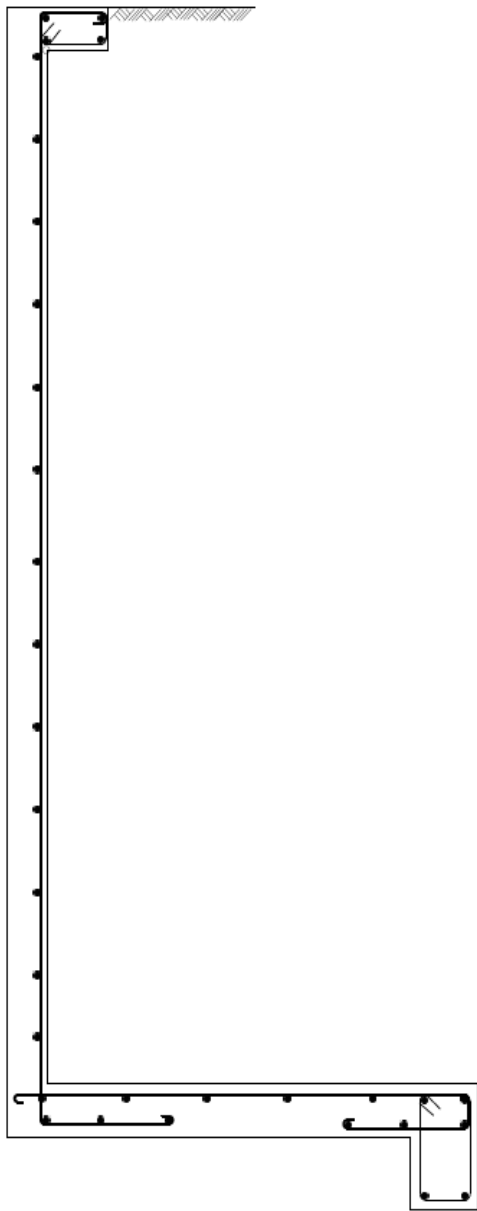


Formes des barres	
	①
	②
	
③	
	④
	
⑤	
	⑥
	⑦
	
⑧	

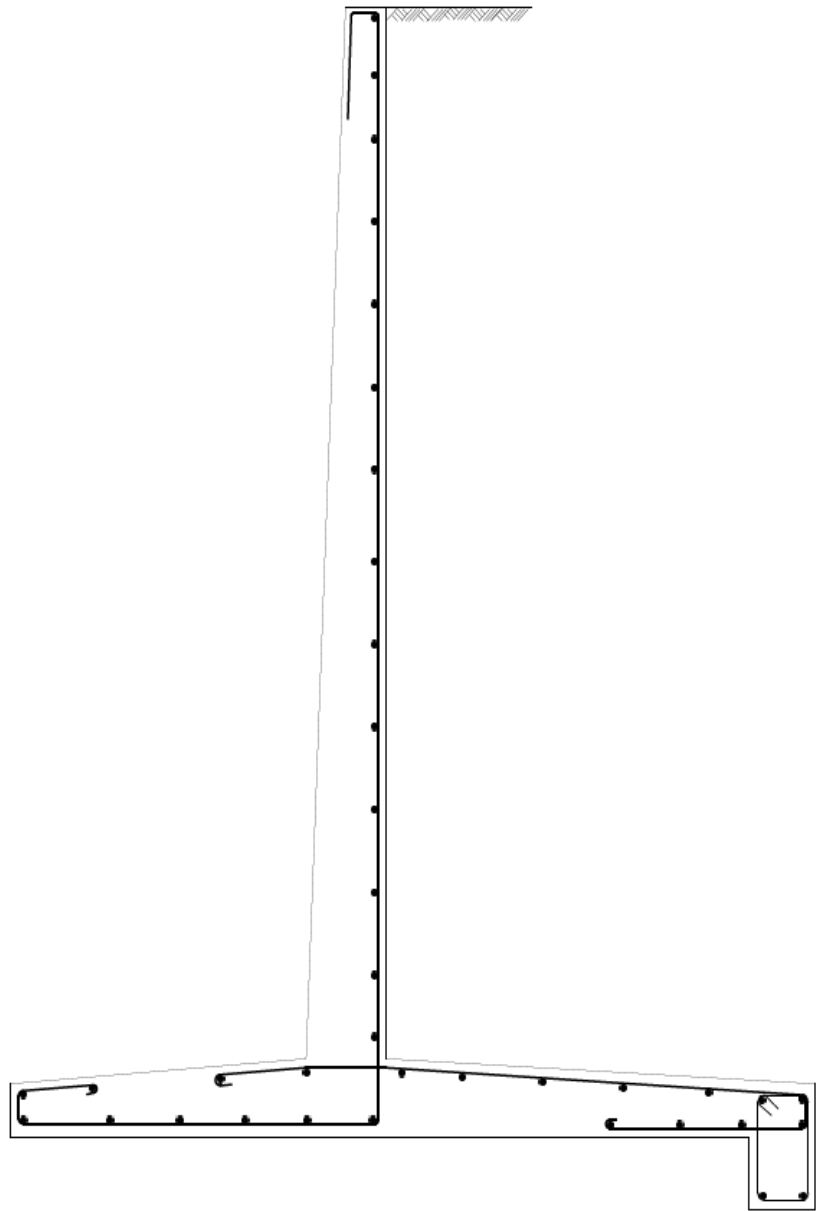
**NB :** le tableau ci-dessus sera compléter avec pendant les exercices en classe pour donner le tableau appelé tableau de bordereaux de armatures, dans lequel sera figuré :

- le nombre d'élément semblable;
- longueur utile et longueur développé;
- longueur utile, longueur totale, poids des barres suivant les diamètres utilisés et nombre de barres de 6 m,...

#### V.4.1.3. Autres types dessin de ferrailage



(a)



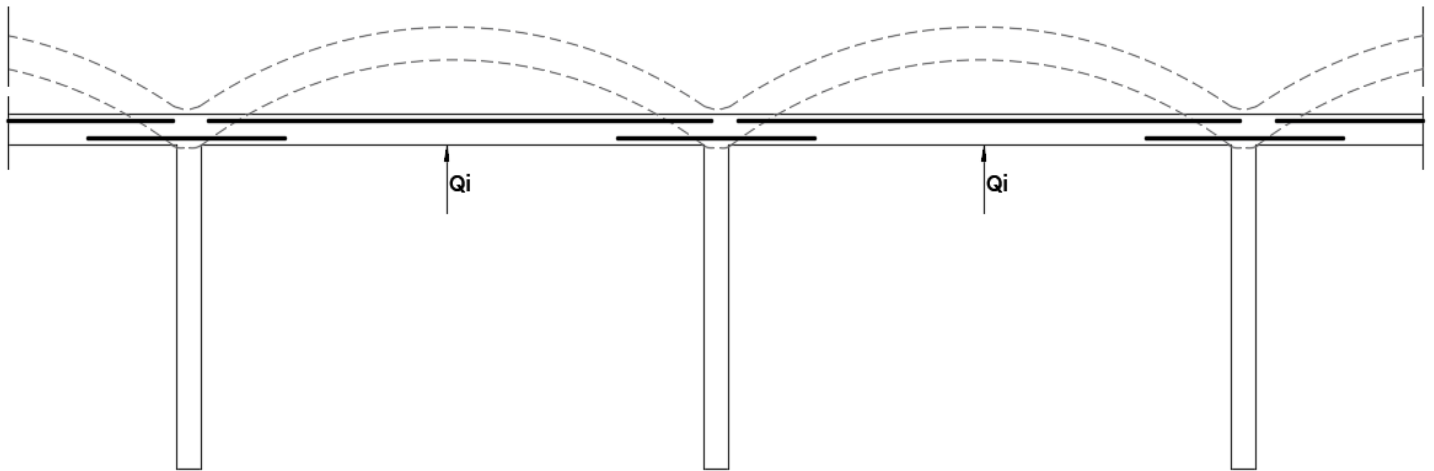
(b)

#### V.4.2 Mur de soutènement avec contrefort

Le calcul de la stabilité du mur ne change pas mis à part, il faudra tenir compte du poids propre des contreforts dans le calcul des charges verticales, poids propre que l'on rapportera à 1 m du mur.

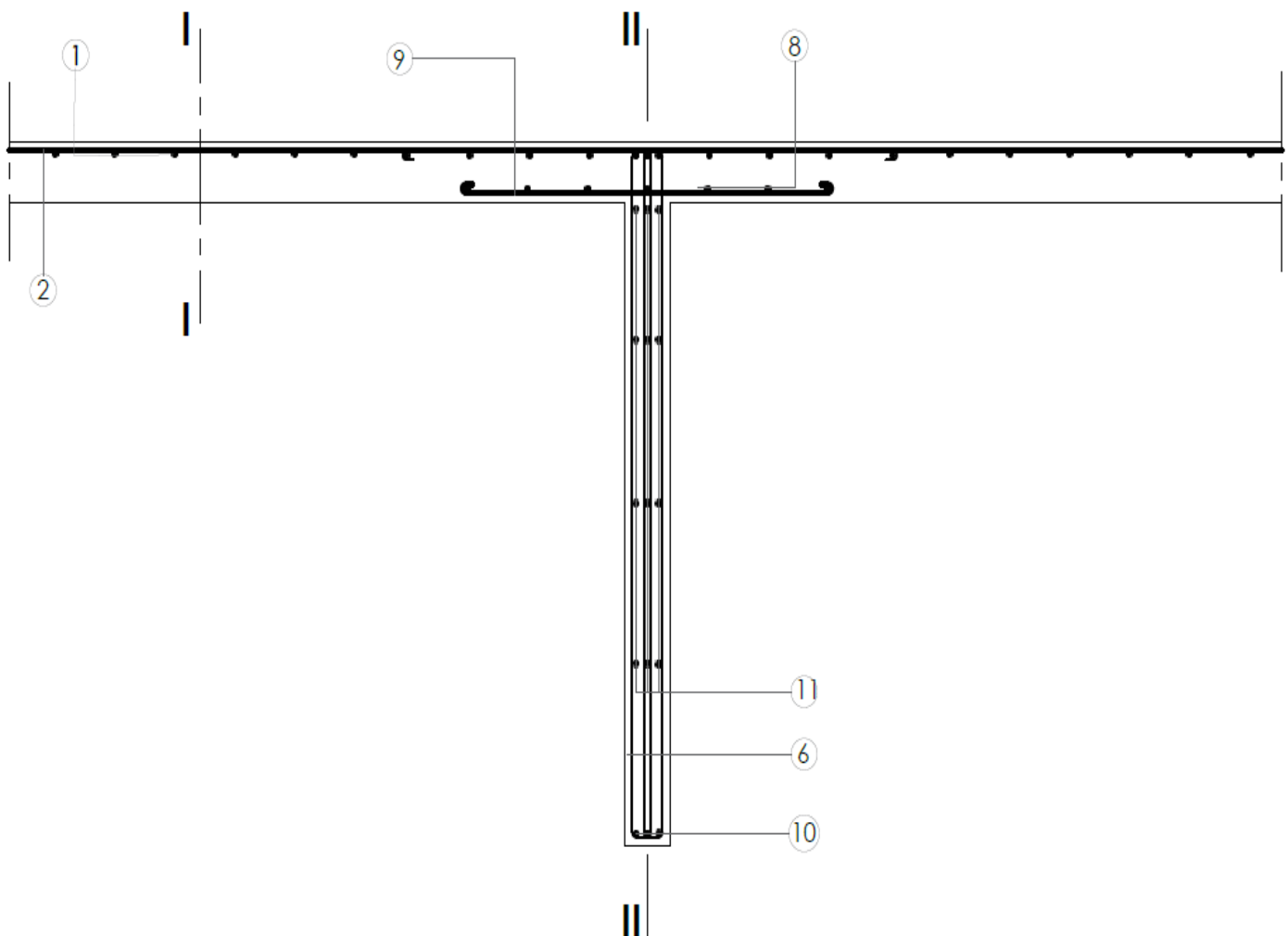
Le rideau sera considéré comme une dalle semi-encastree sur les contreforts et est soumis à une charge horizontale. Pour le calcul on décomposera le rideau en tranches de 1 m de hauteur à partir du sommet et on admettra que la pression résultant de la poussée de terres reste constante sur cette hauteur de 1 m.

#### V.1.4.2.1 Sollicitation allure de déformation et principe de ferrailage

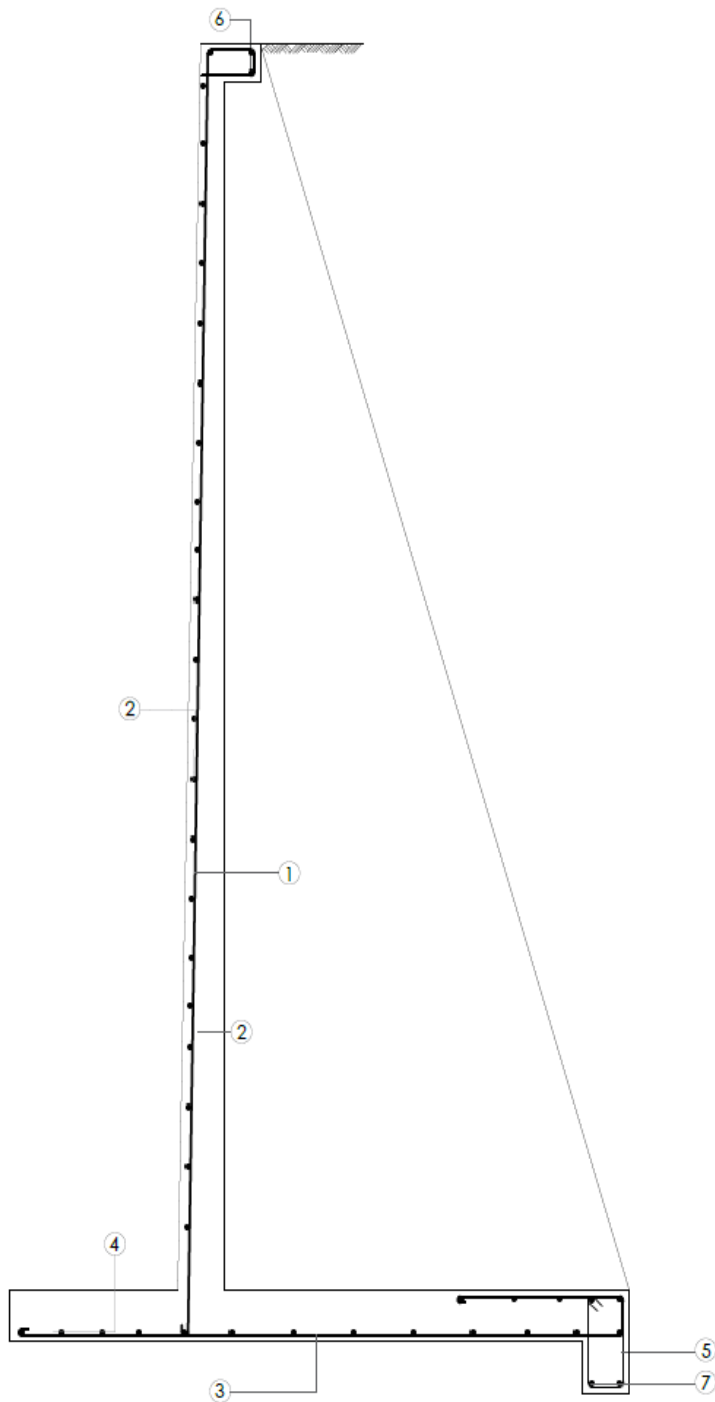


#### V.1.4.2.1 Dessin de ferrailage

La figure ci-dessous montre la coupe longitudinale du mur de soutènement montrant les armatures du rideau et de la nervure

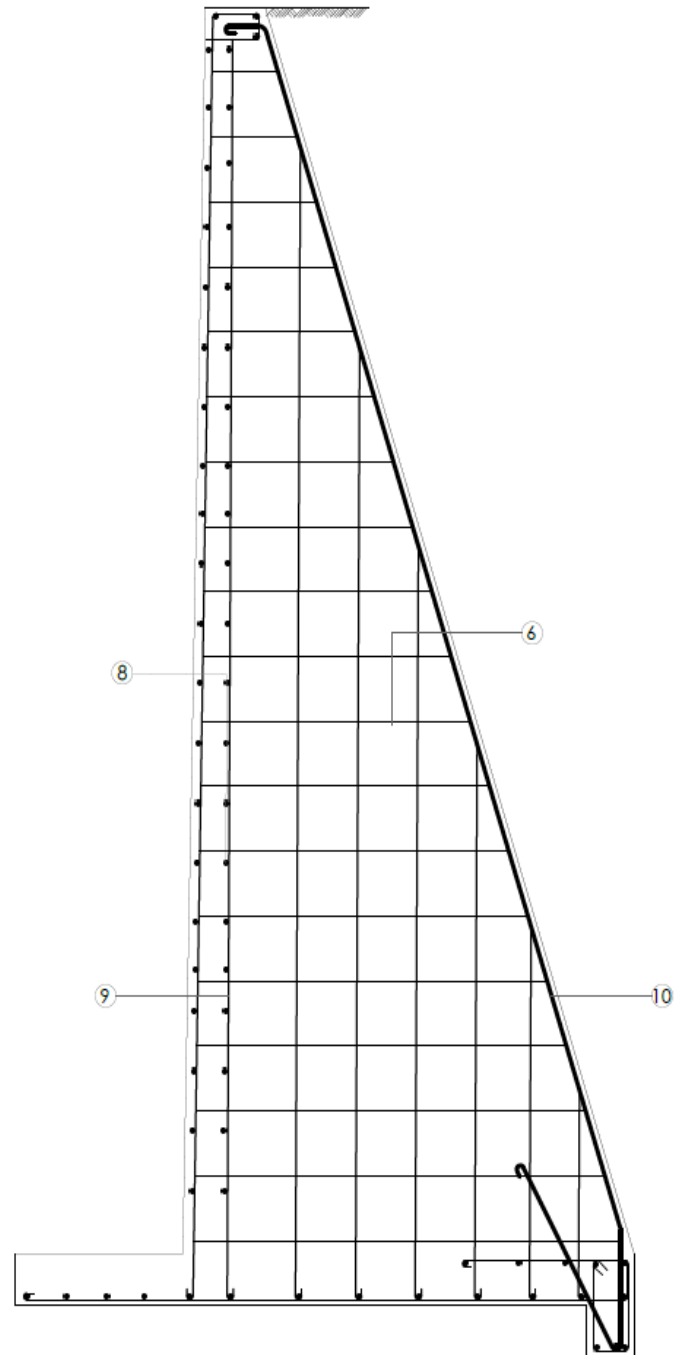


Les figures ci-dessous montre les coupes transversales l'une passant par le rideau et l'autre passant par le contrefort



**Mur de soutènement**  
Coupe passant par le rideau

**Coupe I-I**



**Mur de soutènement**  
Coupe passant par le contrefort

**Coupe II-II**

**Remarque** : Si  $l$  est la portée d'axe en axe des contreforts et  $p$  la pression par mètre carré, on pourra prendre pour valeur :

- En travée :  $M = \frac{p l^2}{10}$
- Sur appui :  $M = - \frac{p l^2}{20}$

Les armatures principales seront horizontales et les armatures de répartition verticales. En outre, comme la poussée des terres tend à décoller le rideau du contrefort, il faudra avoir soin d'établir une liaison entre ces deux éléments, soit en retournant les armatures principales dans les contreforts voir le détail sur la fig. a. soit par les étriers et les cadres dans les contreforts. Voir la fig. b.

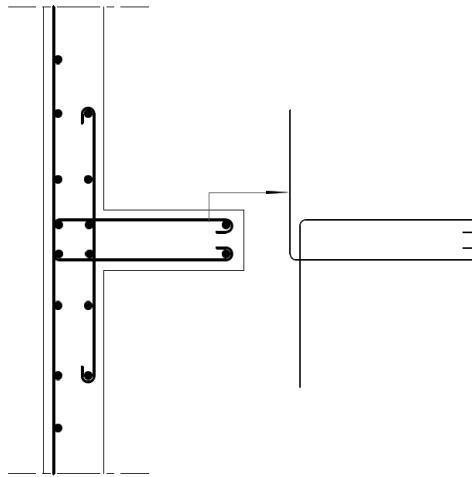


Fig. a

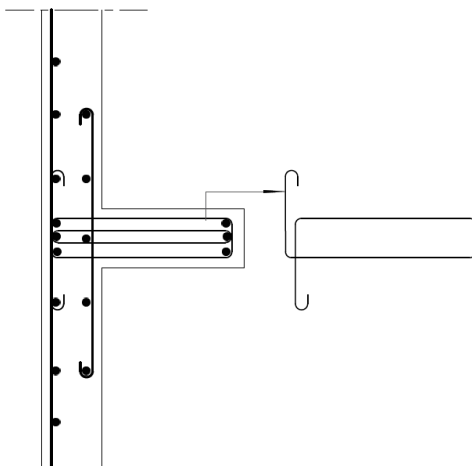


Fig. b

## **CHAP VI. I PLANCHERS**

## **VI.1. Généralités sur les planchers.**

### **VI.1.1. Définition.**

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation. Dans le cas du plancher le plus bas du bâtiment on parle de **dallage**.

### **VI.1.2. Rôle des planchers.**

Les planchers doivent répondre aux mêmes critères que les murs porteurs, à savoir :

❖ **Résistance et stabilité.**

- supporter les charges d'utilisation
- ne pas fléchir (limiter la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation)
- durabilité

❖ **Etanchéité et protection.**

- à l'air
- au feu
- aux effractions

❖ **Isolation thermique et acoustique.**

- isolant thermiquement (par exemple au-dessus d'un garage)
- isolant acoustiquement (bruits d'impacts, ...)

❖ **Fonction architecturale** : aspect décoratif en sous face

❖ **Fonctions techniques.**

- facilité de mise en œuvre (voir atelier)
- liaisons avec les porteurs verticaux
- passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...)

### **VI.1.3. Types de planchers**

Il existe plusieurs types de planchers à savoir :

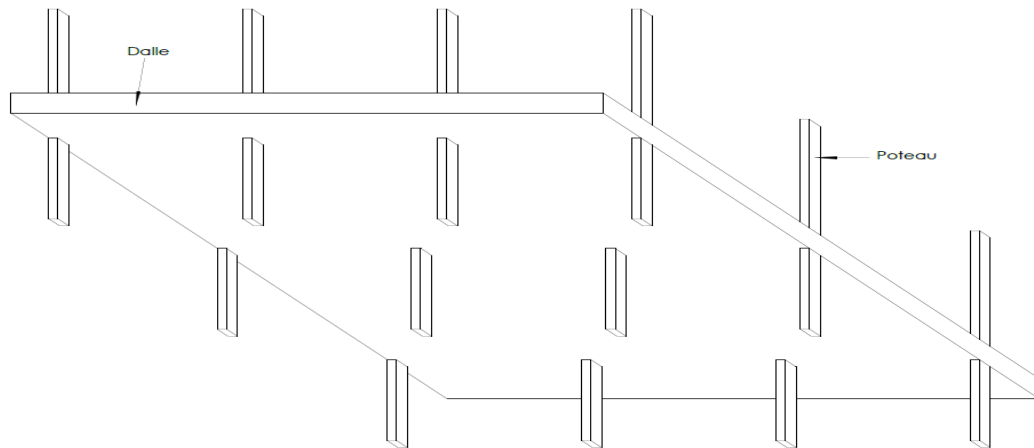
- planchers - dalles ;
- Planchers nervurée dans une direction et planchers nervurée dans deux directions ;
- planchers champignons ;
- planchers à corps creux.

#### **VI.1.3.1. Planchers - dalle**

Plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte partant d'un dimensionnement. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif

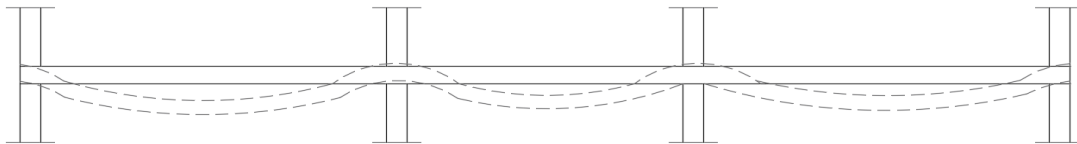
Lorsque les planchers sont constitués par des dalles continues sans nervures, ni poutres sauf éventuellement sur leurs rives, le long desquelles des appuis continus peuvent exister et que ces dalles sont directement supportées par des poteaux (appuis ponctuels).

Ce type de plancher sont trop sollicité par les efforts de poinçonnement dans dalle par les poteaux on recourt souvent aux des planchers-champignons



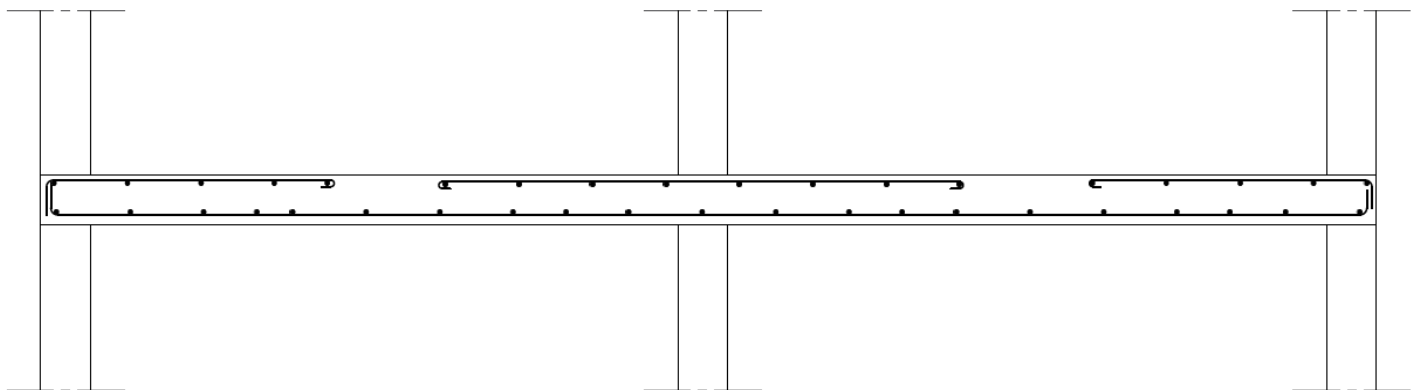
PLANCHER - DALLE

### Allure de déformation

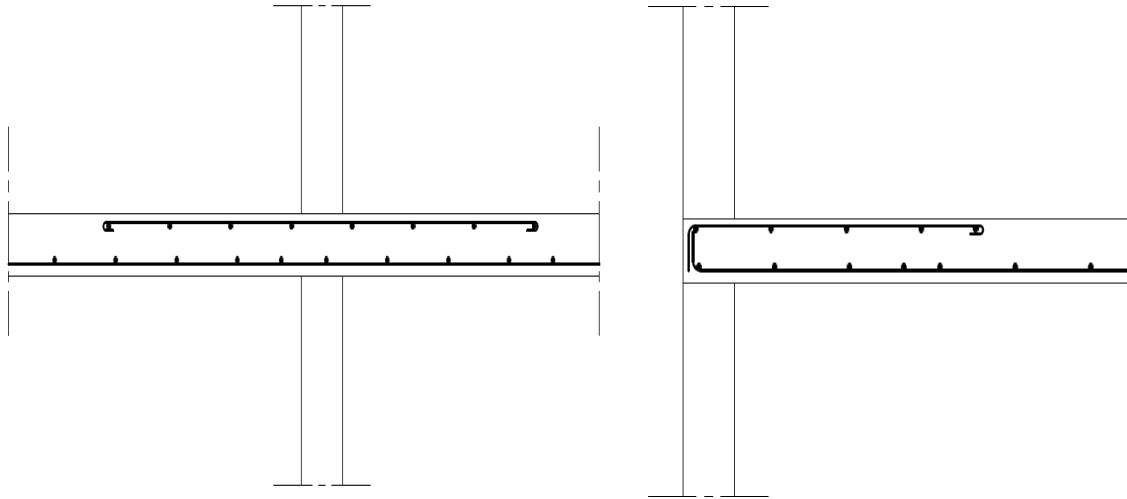


### **Dessin de ferrailage**

En zone courante: En partie basse, les armatures sont à calculer. Aux appuis: Des aciers en chapeau. Aux rives: un chaînage tout autour du plancher.







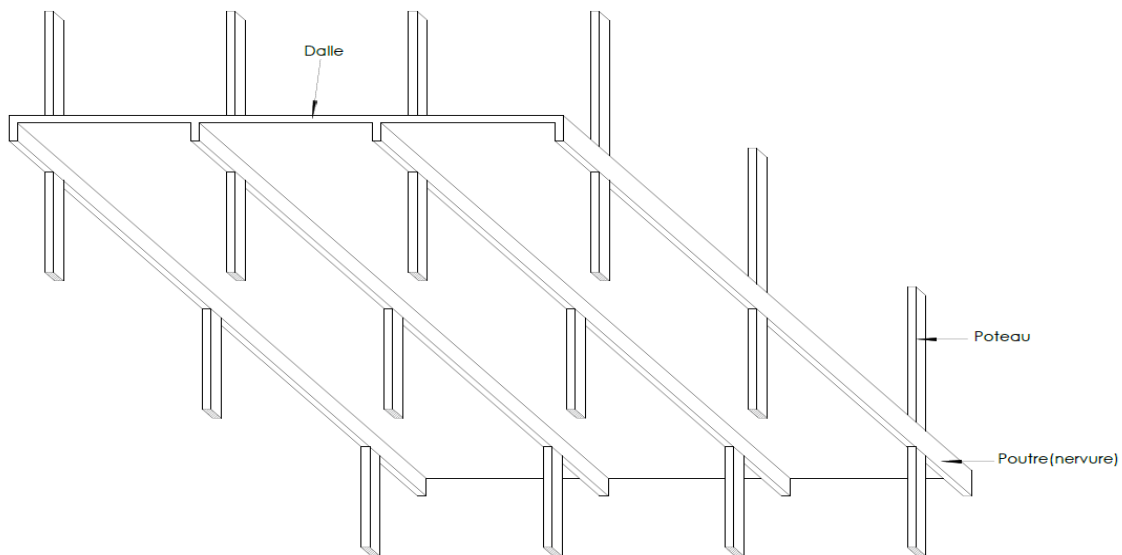
Détails armatures chapeaux aux appuis de l'extrémité et appuis intermédiaires

### VI.1.3.2. Planchers à poutres apparentes ou plancher nervuré

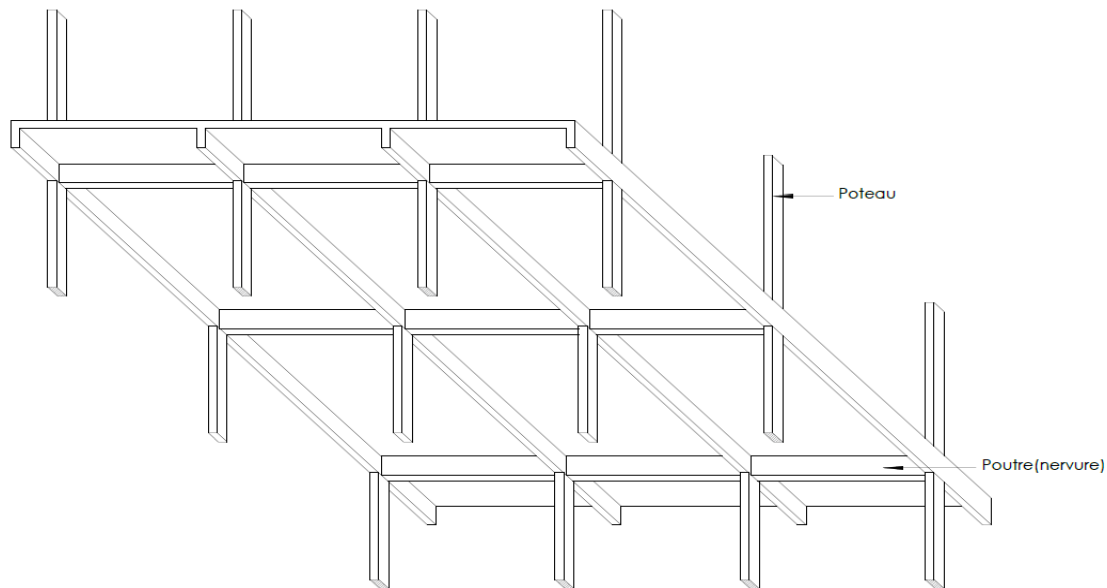
#### VI.1.3.2.1 Constitution

Un tel plancher se compose :

- **d'un hourdis H**, présentant généralement une épaisseur de 7 à 12 cm (épaisseur minimum de 5 cm) ;
- **des poutres secondaire PS**, espacées de 1,50 m à 2,50 m et lesquelles vient s'appuyer le hourdis (dalle) ;
- **des poutres principales PP**, espacées de 4 à 6 m et recevant les poutres secondaires. Ces poutres reposent elles-mêmes sur les murs voiles, murs en maçonnerie et le plus souvent sur des poteaux en béton armé. La poutre principale d'une structure porteuse est parfois appelée **poutre maîtresse**.



**PLANCHERS NERVURE**  
poutre dans un sens

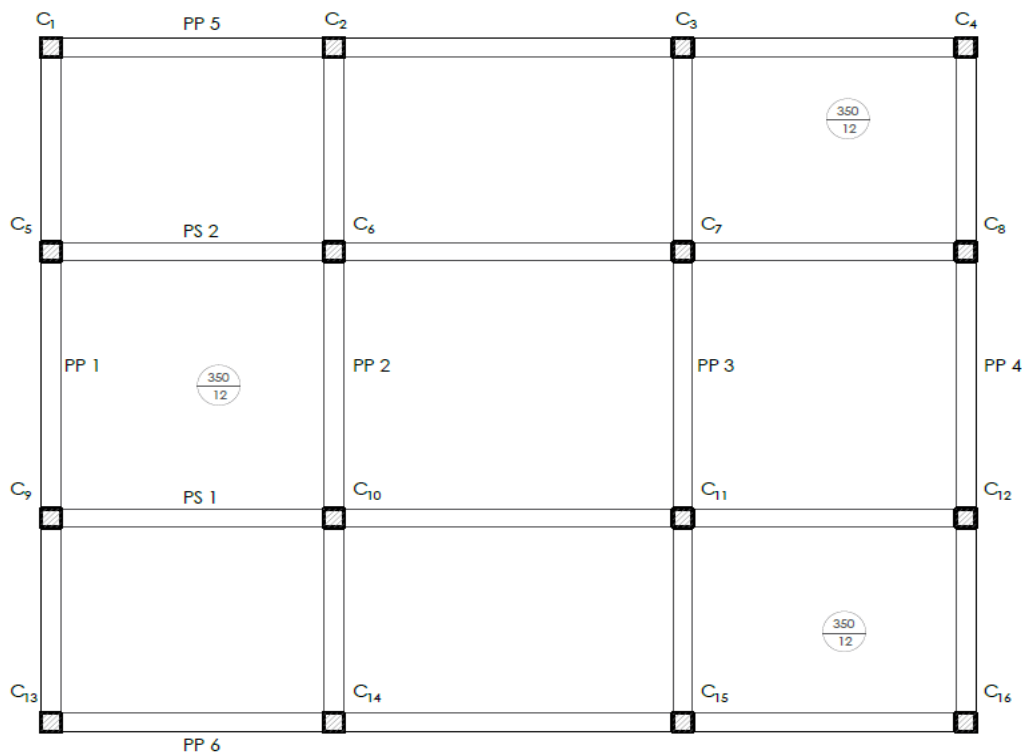


**PLANCHERS NERVURE**  
poutre dans les deux sens

**NB :** Les **poutres** sont des pièces horizontales en béton armé de section généralement rectangulaire. La partie de poutre en saillie par rapport à la sous-face du plancher s'appelle la **retombée de poutre**. La poutre est dite **noyée** lorsqu'elle est totalement incorporée dans l'épaisseur du plancher.

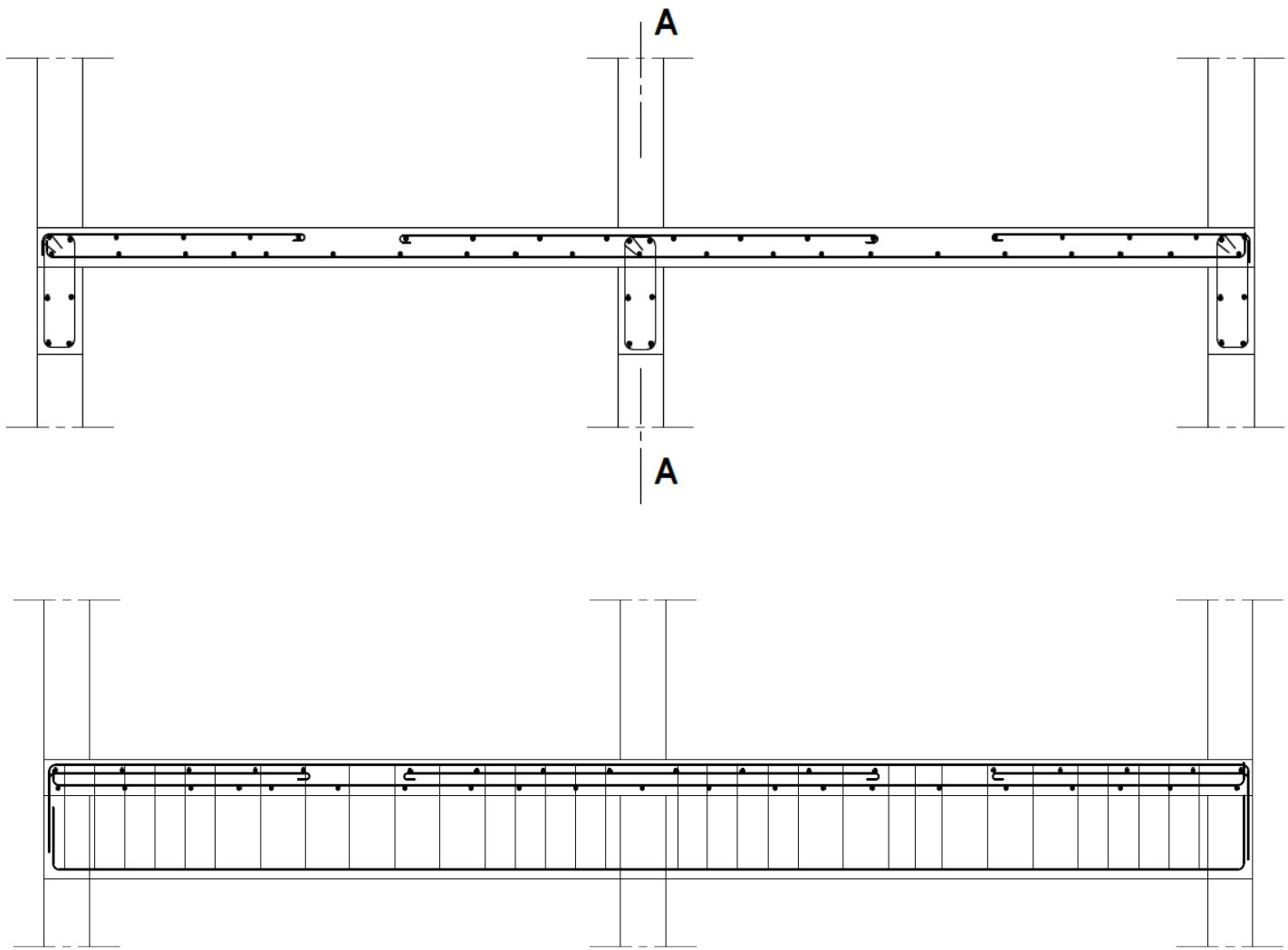
#### VI.1.3.2.2 Dessin de coffrage

Dessin de coffrage (plan de coffrage) : avec  $C_1$  colonne 1 ou poteau 1



Comme pour les planchers précédents,

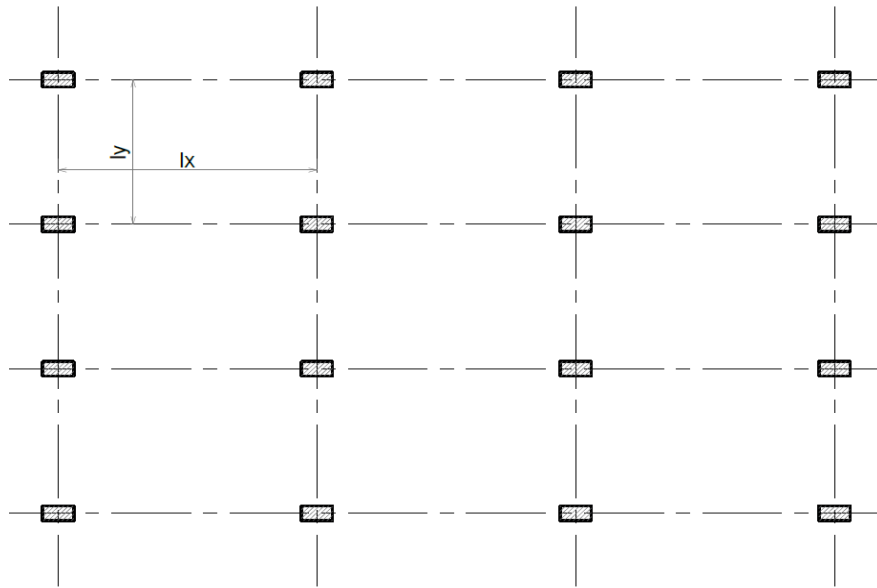
#### 4- Les autres types de dalle :



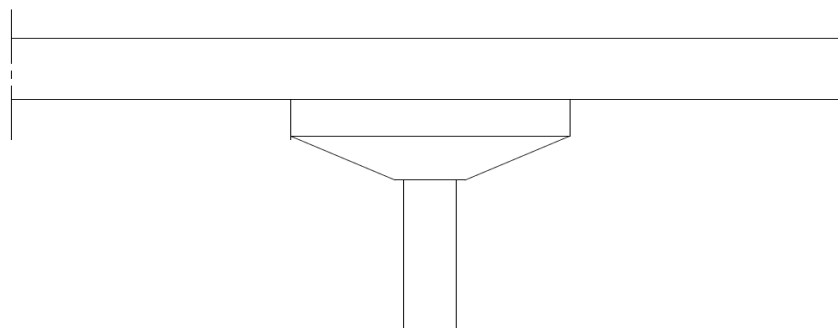
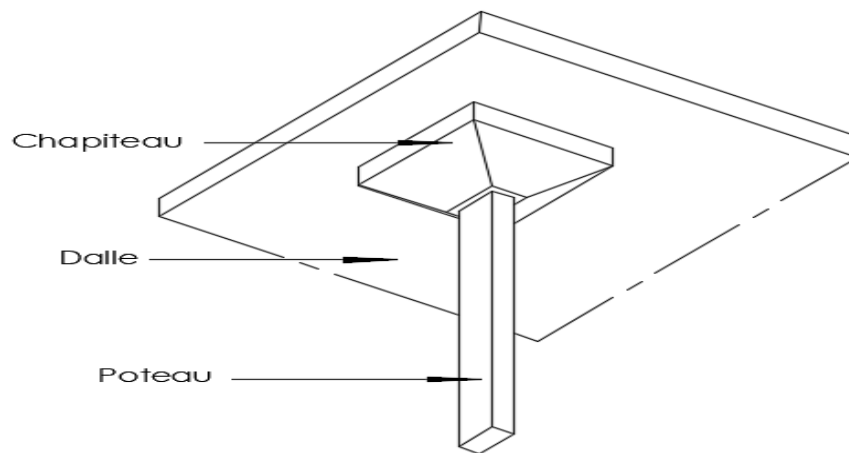
**Coupe A-A**  
Coupe passant dans la poutre

#### VI.1.3.3. Planchers champignon

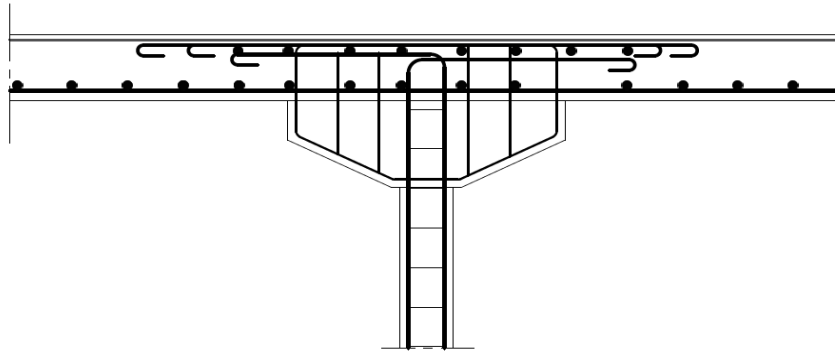
Ces planchers conviennent parfaitement pour les dalles de grandes dimensions reposant sur un réseau de poteaux. Les poteaux disposés selon une trame régulière, doivent cependant être implantés dans les rapports  $0,5 l_y < l_x < 2 l_y$  c'est-à-dire que la portée dans un sens ne peut dépasser une valeur de deux fois la portée dans l'autre sens.



Ces types de planchers sont constitués généralement par des dalles pleines en armatures croisées, solidement liées aux poteaux en béton armé par des chapiteaux présentant l'aspect d'un tronc de pyramide ou d'un tronc de cônes apparent sous le plancher.

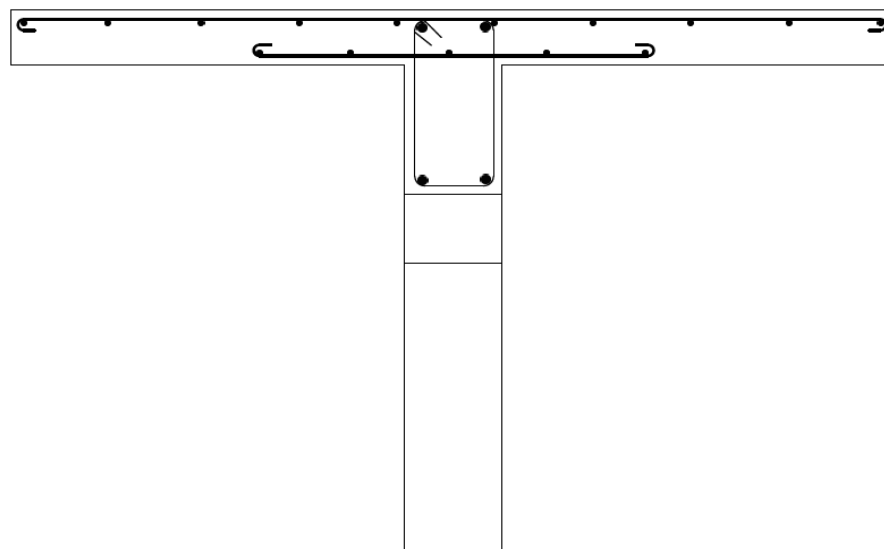
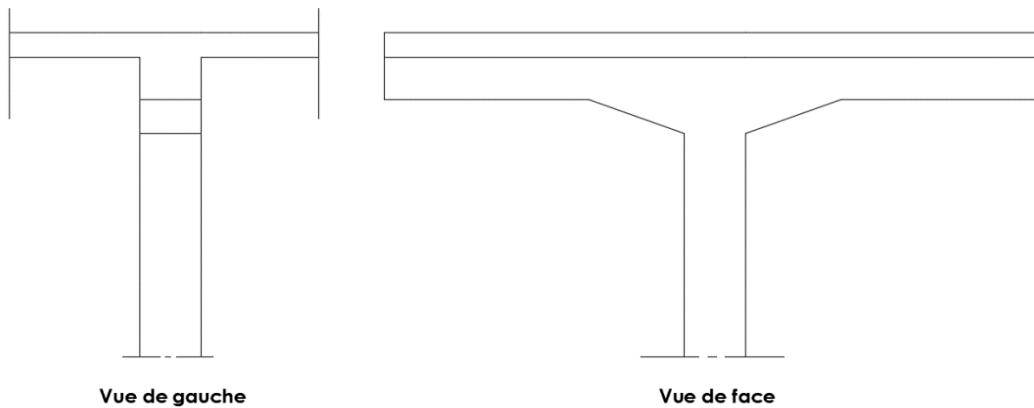


**DETAIL VUE EN ELEVATION**  
Dessin de coffrage

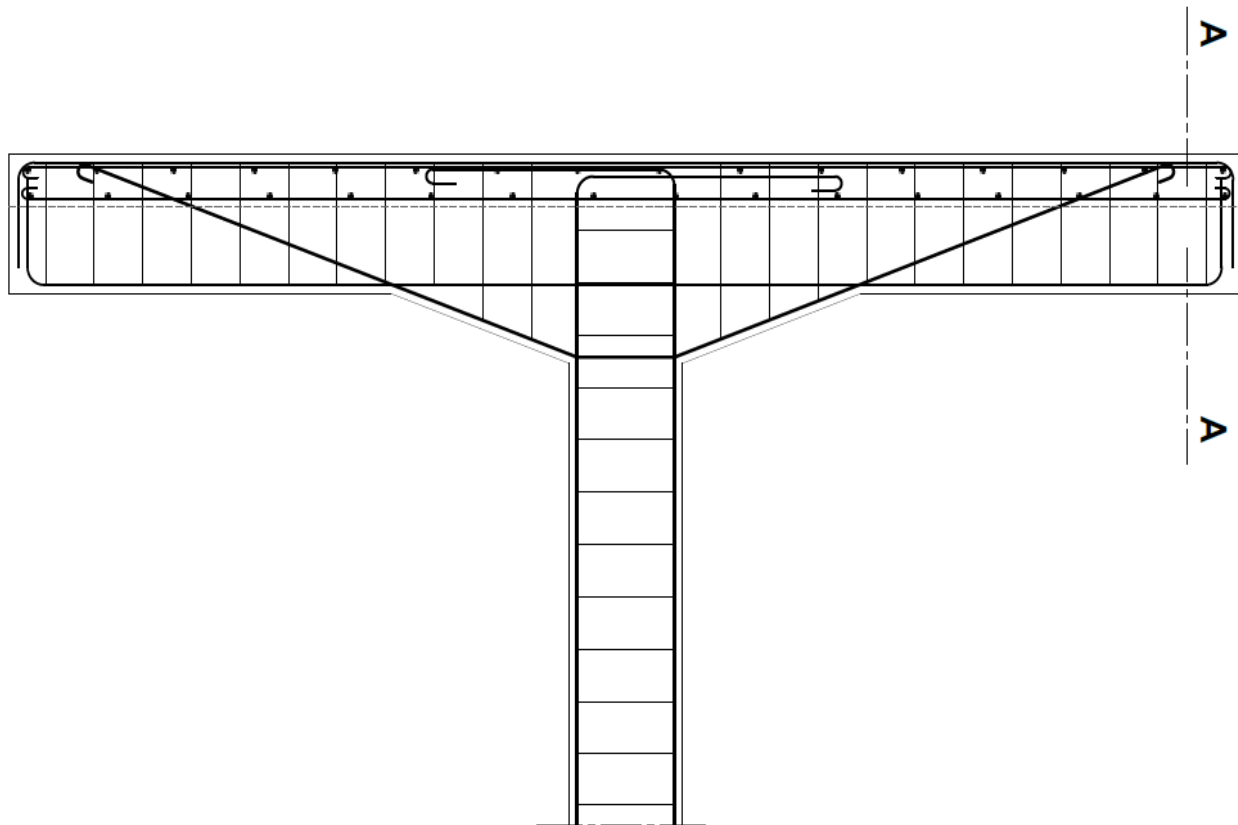


**DETAIL COUPE**  
Chapiteau

Nous pouvons aussi retrouver en pratique d'autres types des planchers nervurés mais renforcer entre les poutres et poteaux par des goussets. Exemple d'une toiture terrasse



**Coupe A-A**



#### VI.1.3.4. Les planchers à corps creux.

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée ou "**hourdis**" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

**NB** : Le plancher est entouré par un chaînage horizontal. Il faut savoir que les entrevous n'ont pas de rôle mécanique et que ce type de plancher travaille comme un plancher nervuré.