

## Etude Des Fondations

### 1) Généralité

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Le choix à faire entre les différents types des fondations dépend essentiellement de la résistance du sol.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- une force horizontale résultant, par exemple, de l'action vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol et de l'ouvrage/interaction sol-structure.

#### 1.1) Les différents types des fondations

On peut classer les fondations, selon le mode d'exécution et selon la résistance à sollicitations extérieures, On distingue les types de fondations suivantes :

\* fondation superficielles : lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur n'excède pas en général 2 à 3 mètres; les plus utilisables pour des bâtiments courants).

On distingue :

- semelle continue sous murs, reposant sur le sol,
- semelle sous point d'appui isolé reposant sur le sol
- radier général : structure répartissant les pressions;

\* fondation profondes, lorsque ces couches sont à une grande profondeur ; on réalise des fondations profondes qui peuvent prendre appuis sur une couche résistante ou "flotter" dans un terrain peu

résistant. Dans ce dernier cas on mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage

- semelle sur pieux,

\* fondation massives :

- semelle sur puits,

- fondation pour réservoirs, châteaux d'eau, cheminées.

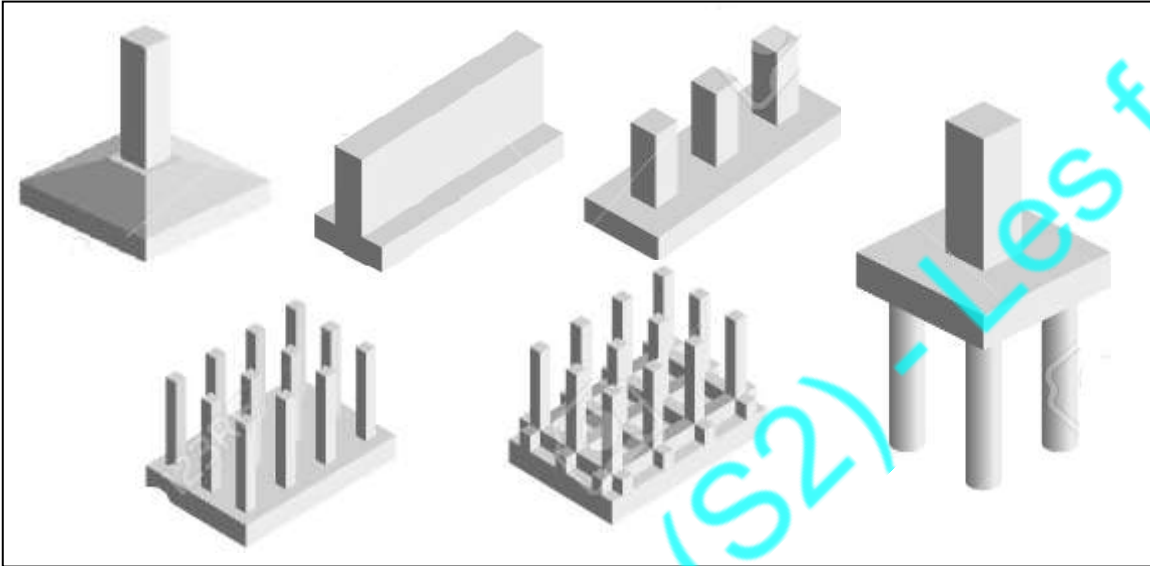


Figure.1. Types de fondations

Lorsque le rapport de la largeur B à la hauteur D (Figure.2.) vérifie les conditions suivantes, il s'agit des fondations profondes [DTU 13.2/1992]

$$\begin{cases} D \geq 6B \\ D \geq 3m \end{cases}$$

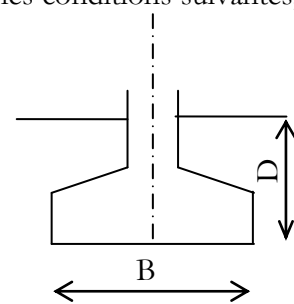


Figure.2. Ancrage de semelles profondes

Lorsque ces conditions ne sont pas vérifiées, il s'agit des fondations superficielles. L'abaque 1 indique les domaines de chaque type de fondation. [DTU 13.12/ch.1]

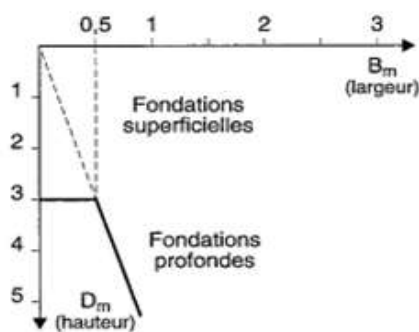


Figure.3. Domaines de diverses fondations.

## 1.2) Joint de rupture et dilatation dans les semelles

Lors de la conception de la structure et de ses fondations, il faut décider l'emplacement et le type des joints :

- joint de rupture : à ménager entre deux éléments d'ouvrages voisins lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge et de tassement (Figure.4.);
- joints de dilatation : en cas de sol homogène et bien consolidé, les joints sont arrêtés au-dessus des semelles de fondation ( Figure. IV.5.)

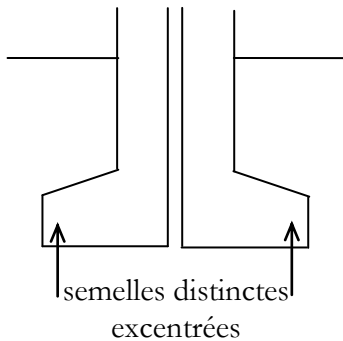


Figure.4. joint de rupture dans la semelle

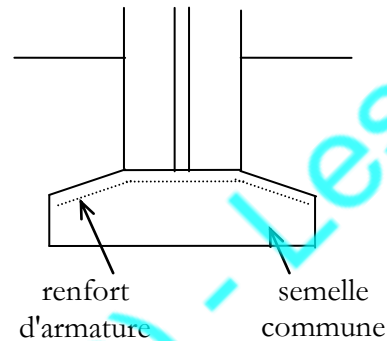


Figure.5. joint de dilatation au dessus de la semelle

## 1.3) Semelle à niveau décalé

Pour éviter que la semelle (a) n'entraîne des tassement important sur la semelle (b), il est recommandé de respecter une pente minimale entre les pieds de semelle. cette pente fixé par DTU.13.12 par 2/3.

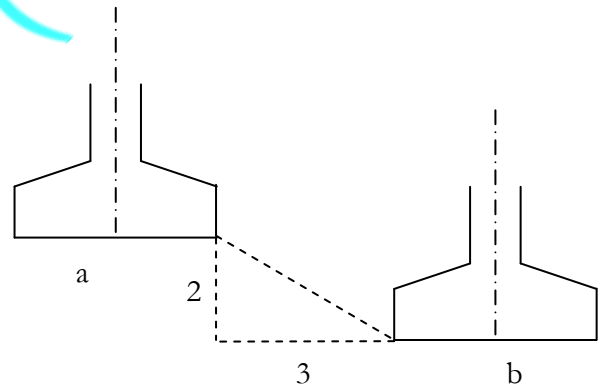


Figure.6. semelle à des niveaux décalés

Les calculs des fondations sont effectués à l'état-limite de service pour le dimensionnement de la surface au sol (la portance du sol intégré déjà un coefficient de sécurité de l'ordre de 3). Le dimensionnement vis-à-vis du comportement mécanique des fondations s'effectue à l'état-limite ultime.

## 2) Semelles continues sous murs

Les semelles continues sous murs peuvent être flexibles (de faible épaisseur) et rigides. Une semelle est considérée comme rigide (figure.7.) si :  $h \geq \left[ \frac{B-b}{4} \right] + 0,05m$

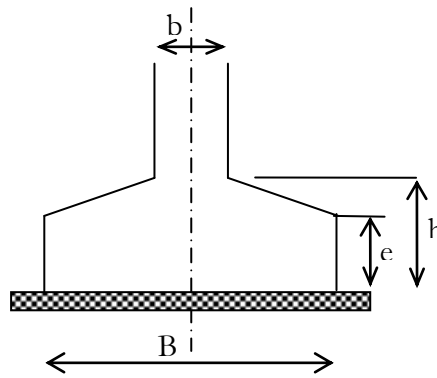


Figure.7. Types de semelles continues

On ne prend jamais "h" inférieur à 15 cm. Donc, les petites semelles sur terrain très résistant ou peu chargé seront de section rectangulaire et de 15 cm d'épaisseur. La hauteur de rive "e" des semelles trapézoïdales est de 10 à 15 ou 20 cm.

Les semelles reposent généralement sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur (dosé à 150 kg / m<sup>3</sup> de ciment).

### 2.1) Répartition des contraintes sous une semelle rigide

Le diagramme de répartition des contraintes normales au contact sol semelle dépend à la fois de la rigidité de la semelle et de la nature du sol.

Dans les calculs courants, on peut admettre les répartitions suivantes :

\* sur un sols rocheux ou massif de béton : diagramme bi-triangulaire avec  $P = \frac{2P}{B}$

\* sur un sols non rocheux : diagramme rectangulaire avec  $P = \frac{P}{B}$

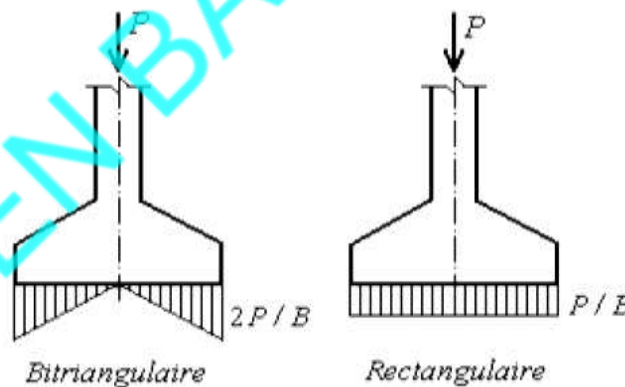


Figure.8. Répartition des contraintes sous la semelle

### IV.2.2. Semelles rigides sous mur soumises à une charge verticale centrée

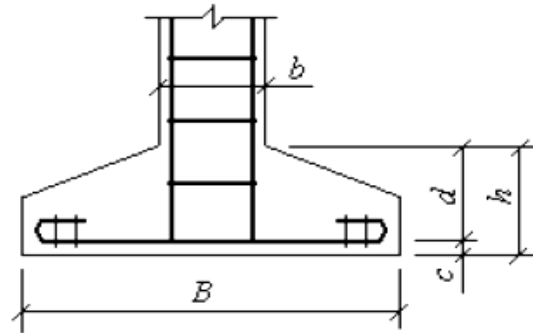
Les contraintes sous une semelle rigide pleine ont une répartition rectangulaire (uniforme) pour tous les types de sol sauf pour le rocher et le béton de puits pour lesquels le diagramme est bi-triangulaire.

#### 1) Dispositions constructives

D'après les Normes B.A.E.L on doit respecter les prescriptions suivantes :

- l'enrobage minimal des armatures doit être de 3 cm ;

- les armatures verticales des poteaux et des murs doivent être bien ancrées sur la semelle. Lorsqu'elles sont comprimées, elles doivent être prolongées jusqu'à la partie inférieure de la semelle.

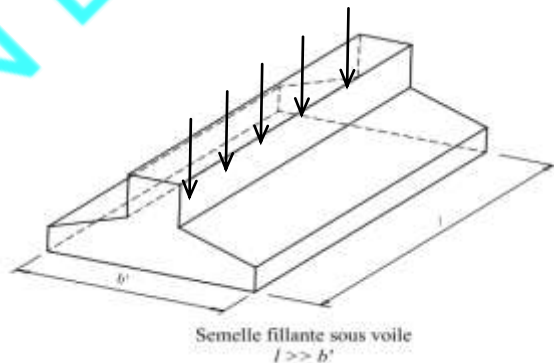


**Figure.9.** Dispositions constructives

\* les armatures horizontales des semelles doivent être bien ancrées à ses extrémités. Si cet ancrage ne peut être réalisé en barres droites, il est nécessaire de prévoir des ancrages courbes qui pourront être des crochets éventuellement munis de ligatures pour éviter leur ouverture ou des crochets munis de retours à 45°. L'emploi d'ancrage avec retours d'équerre, ou d'ancrages qui se trouveraient à proximité de la face supérieure de la semelle est à proscrire.

\* On ne prend jamais "h" inférieur à 15 cm. Donc, les petites semelles sur terrain très résistant ou peu chargé seront de section rectangulaire et de 15 cm d'épaisseur. La hauteur de rive "e" des semelles trapézoïdales est de 10 à 15 ou 20 cm.

On appelle P la charge centrée verticale transmise au sol par mètre linéaire dans le sens du mur, qui comprend les charges sur un mètre de mur et le poids propre d'un mètre de mur et de semelle ; on note  $P_U$  cette charge à l'état limite ultime et  $P_{ser}$  à l'état limite service, compte tenu des coefficients de pondération.



**Figure.10.** Semelle filante sous voile

## 2) Dimensions de la semelle

On appelle  $\bar{\sigma}_u$  et  $\bar{\sigma}_{ser}$  la contrainte limite admissible au sol respectivement à l'ELU et à l'ELS et  $\bar{\sigma}_{sol}$  la contrainte effectivement appliquée ; on doit avoir :

$$B \geq \text{Max} \left\{ \frac{P_{ser}}{\bar{\sigma}_{ser}} ; \frac{P_u}{\bar{\sigma}_u} \right\}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad c \geq 3 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} \left\{ 15 \text{ cm} ; \left( \begin{array}{c} 6\phi + 6 \text{ cm} \\ \text{ou} \\ 12\phi + 6 \text{ cm} \end{array} \right) \right\}$$

$\left\{ \begin{array}{l} 6\phi + 6 \text{ cm} : \text{barres sans crochets} \\ 12\phi + 6 \text{ cm} : \text{barres avec crochets} \end{array} \right.$

### 3) Détermination des armatures

On considère que les bielles de béton comprimées sont limitées par des droites obliques passant toutes par même point O défini par :

$$\frac{B}{h_0} = \frac{B-b}{d}$$

La hauteur "h<sub>0</sub>" peut être déterminée d'après les triangles semblables :

$$h_0 = \frac{d \cdot B}{B-b}$$

La contrainte au sol est (pour une bande de largeur 1 m) :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{P_u}{B \cdot 1 \text{ m}}$$

Sur un élément de semelle de largeur "dx" et de longueur unitaire (fig.10), dont le centre de gravité "O" est situé à la distance "x" de l'axe du mur, le sol exerce une réaction élémentaire "dR":

$$dR = \sigma_{\text{sol}}(1 \cdot dx) = \frac{P \cdot dx}{B}$$

La valeur de "dR" peut être décomposée en une force de compression "dF<sub>c</sub>" dirigée suivant l'axe "OA" de la bielle et une force de traction "dF" dirigée suivant les armatures.

D'après les triangles semblables on trouve :

$$\frac{dF}{dR} = \frac{x}{h_0}, \quad dF = \frac{(x \cdot dR)}{h_0} = \frac{(x \cdot dx \cdot P)}{B \cdot h_0}$$

Alors, pour l'effort de traction par unité de longueur de semelle on a :

$$F_{(x)} = \int_0^{B/2} dF = \frac{P}{B h_0} \int_0^{B/2} x dx = \left[ \left( \frac{B^2}{4} - x^2 \right) \right] \left( \frac{P}{2 B h_0} \right).$$

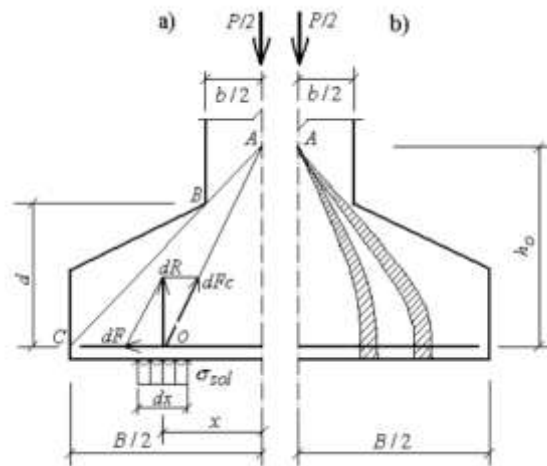


Figure.11. Bielles moyennes

Pour  $x = 0$  l'effort de traction maximal a pour valeur

$$F = \frac{P \cdot B}{8h_0}$$

Les triangles semblables ADC et BEC donnent :

$$\frac{DC}{AD} = \frac{EC}{BE};$$

$$\frac{B}{2h_0} = \frac{(B-b)}{2d},$$

alors on a :  $F = \frac{P(B-b)}{2d}$

La section des armatures (la contrainte de traction de l'acier étant  $\sigma_s$ ) par unité de longueur de semelle a donc pour valeur :  $A_s = \frac{F}{\sigma_s}$ , soit :

$$A_s = \frac{P_u (B-b)}{8 d \sigma_s}$$

Les armatures principales seront complétées par des aciers longitudinaux de répartition dont la section totale sur la "B" sera :

$$A_r = A_s B / 4 \text{ ("B" en mètres)}$$

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}}$$

Cette valeur dépend du type d'acier et de la résistance du béton ; le tableau suivant fournit le rapport  $l_s/\phi$ .

**Tableau. IV.1.** Longueurs de scellement : valeurs de  $l_s/\phi$ .

$F_{c28}$ (MPa)	16	18	20	25	30	40	50	60
Fe E 400	47.5	44.1	41.2	35.3	30.9	24.7	20.6	17.6
Fe E 500	59.4	55.1	51.4	44.1	38.6	30.9	25.7	22.0

\* Si  $B/4 < l_s$ , toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes.

\* Si  $B/8 < l_s \leq B/4$ , toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, mais peuvent ne pas comporter de crochet.

\* Si  $l_s \leq B/8$ , les barres ne comportent pas de crochet et on peut arrêter une barre sur deux à  $(0,71B)$  ou alterner des barres de  $(0,86 B)$

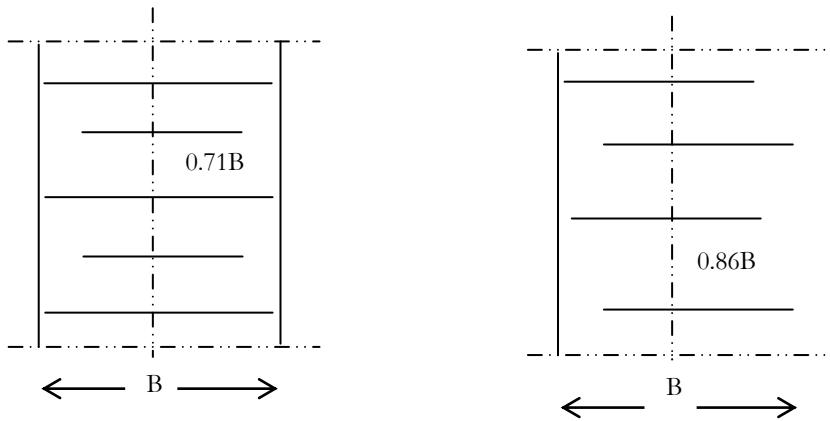


Figure 12. Dispositions d'armatures d'une semelle filante

### Exemple 01 :

Trouver les dimensions de la semelle ci-après, soumise à une charge centrée, dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes.

#### 1\* Semelle continue

##### Données

$$G = 0.21 \text{ MN}; Q = 0.10 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.4 \text{ MPa}$$

épaisseur du mur: 30 cm; enrobage  $e \geq 4$  cm

##### Solution :

1) Aire approchée de la semelle

$$S_1 = \frac{G+Q}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{0.31}{0.40} = 0.775 \text{ m}^2$$

\* choix de la largeur B

$$B_1 = 0.775 \text{ m}^2 \rightarrow B = 0.80 \text{ m}$$

\* hauteur utile minimale  $d = \frac{B-b}{4} = \frac{0.8-0.3}{4} = 0.125 \text{ m}^2$

hauteur totale  $> d+0.05 \text{ m}$ ; on prend :  $h=0.20 \text{ m}$

vérification de la contrainte sur le sol :  $\sigma_{\text{sol}} = \frac{0.31+0.004}{0.8} = 0.393 \text{ MPa}$

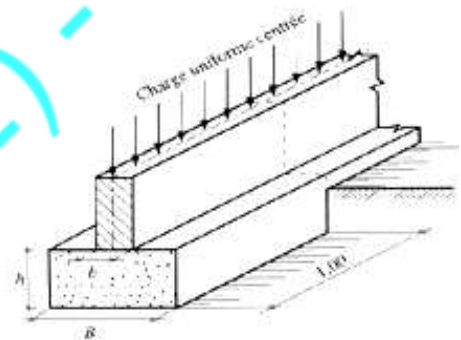
$$\sigma_{\text{sol}} < 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition satisfaite}$$

### Exemple 02 :

Déterminer les dimensions et les armatures d'une semelle de fondation située sous un mur de 0,3 m d'épaisseur. Les charges transmises par le mur (valeurs caractéristiques) sont :

- charge à L'ELU  $P_u = 350 \text{ kN/m}$  ;

- charge à L'ELS  $P_{\text{ser}} = 250 \text{ kN/m}$ .





La contrainte limite admissible au sol  $\overline{\sigma}_u = 0,25 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma}_{ser} = 0,15 \text{ MPa}$ .

Les armatures sont en acier Fe E 400. Le béton a la résistance caractéristique :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**Solution :**

**Dimensions de la semelle**

- La largeur de la semelle donnée par :  $B \geq \text{Max} \left\{ \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}_{ser}} ; \frac{P_u}{\overline{\sigma}_u} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,25}{0,15} ; \frac{0,35}{0,25} \right\} = 1,40 \text{ m}$

La hauteur utile vaut :  $d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1,4-0,3}{4} = 0,275 \text{ m}$

en prenant une largeur de 1.40 m et une hauteur totale moyenne de 0.3 m, son poids propre est de l'ordre de :  $PP = 1 \times 1,4 \times 0,3 \times 25 = 10,5 \text{ KN/m}$ .

les charges appliquées au sol valent ainsi:  $P_{ser} = 250 + 10,5 = 260,5 \text{ KN/m}$  ;

$$P_u = 350 + 1,35 \times 10,5 = 364,175 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \text{Max} \left\{ \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}_{ser}} ; \frac{P_u}{\overline{\sigma}_u} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,265}{0,15} ; \frac{0,364175}{0,25} \right\} = 1,77 \text{ m} \text{ arrondi à } 1,80 \text{ m}$$

la hauteur  $d = 40 \text{ cm}$  , compte tenu de l'enrobage 3 cm et demi diamètre des barres,

en prendra  $h = 45 \text{ cm}$  et  $d = 41 \text{ cm}$

**\* Détermination des armatures**

$$A_s = \frac{P_u (B-b)}{8 d \sigma_s} = \frac{0,364 \times (1,8-0,3)}{8 \times 0,41 \times 435} = 3,83 \text{ cm}^2$$

On prend :  $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 100/4 = 25 \text{ cm}$

la longueur de scellement  $l_s : \frac{l_s}{\phi} = 35,3$  ,  $l_s = 35,3 \times 1,2 = 42,36 \text{ cm}$

$B/4 = 1,8/4 = 0,45 < l_s$  : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, mais peuvent ne pas comporter de crochet.

**\* Armatures longitudinales de répartition**

$A_r = A_s B/4 = 4,52 \times 1,8/4 = 2,03 \text{ cm}^2$  , soit :  $3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$  . avec :  $e = 35 \text{ cm}$

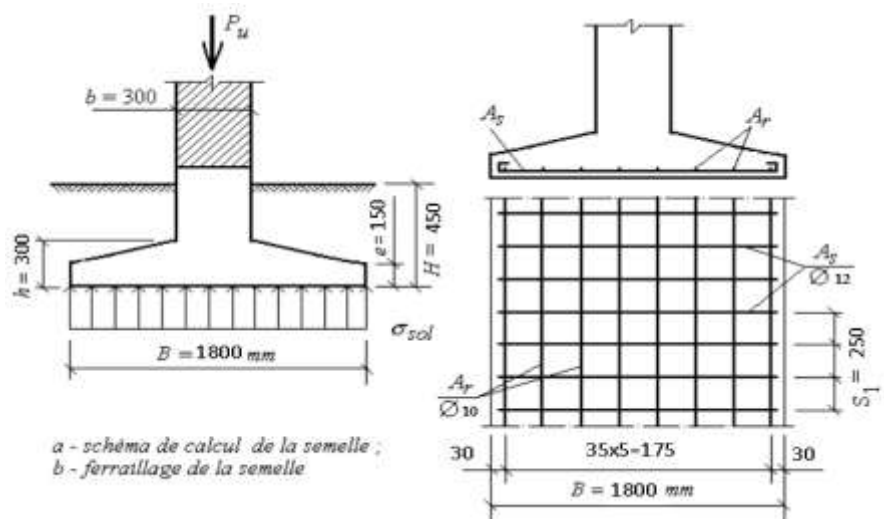
**\* Hauteur en rive**

L'épaisseur de la semelle au bord libre est prise d'après les conditions :

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} = 6(1,2) + 6 \text{ cm} ;$$

on prend  $e = 15 \text{ cm}$  .

D'où le schéma de la semelle



### 3) Semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire soumise à une charge verticale centrée

On utilise, comme pour les semelles continues, la méthode des bielles. En toute rigueur, la méthode ne s'applique que si la pression sur le sol peut être considérée comme uniforme et si la section de base du poteau et celle de la semelle sont homothétiques.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ et en posant } \frac{P}{\sigma} = \text{Max} \left\{ \frac{P_{ser}}{\sigma_{ser}} ; \frac{P_u}{\sigma_u} \right\}.$$

$$A \text{ et } B \text{ sont déterminés par : } AB \geq \frac{P}{\sigma} : B \geq \sqrt{\frac{b \cdot P}{a \cdot \sigma}} \text{ ou } A \geq \sqrt{\frac{a \cdot P}{b \cdot \sigma}}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq A - a$$

$$e \geq \text{Max} \left( 15 \text{ cm} ; \begin{cases} 6\phi + 6 \text{ cm} \\ 12\phi + 6 \text{ cm} \end{cases} \right)$$

En utilisant la méthode des bielles, on obtient les sections d'armatures  $A_a$  dans le sens de la largeur et  $A_b$  dans le sens de longueur :

$$A_a = \frac{P_u(A-a)}{8 d_a \sigma_s}$$

$$A_b = \frac{P_u(B-b)}{8 d_b \sigma_s}$$

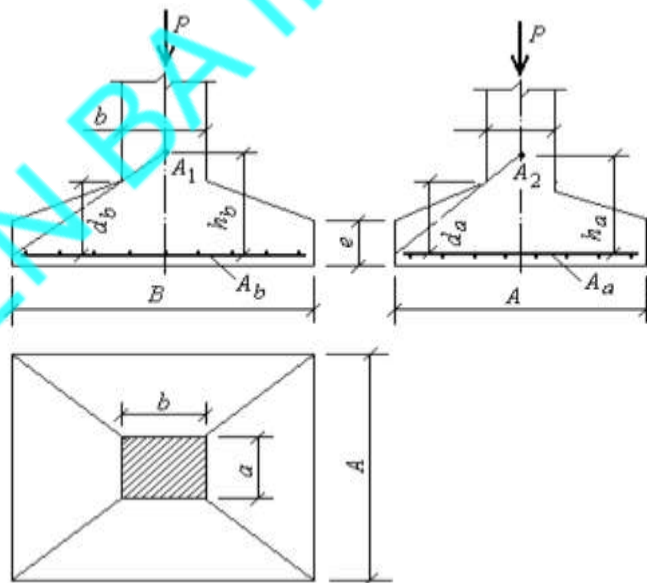


Figure.13. semelles rectangulaires sous poteau rectangulaire soumis à un effort normal centré

#### \* Ancrage des barres

On compare respectivement les longueurs de scellement  $l_{sa}$  et  $l_{sb}$  des barres à  $A/4$  et  $B/4$  :

- si  $l_{sa} \leq A/4$  les barres dans le sens de la largeur n'ont pas besoin de crochets, si non il faut en placer
- si  $l_{sb} \leq B/4$  les barres dans le sens B n'ont pas besoin de crochets, si non il faut en placer.

### Exemple:

Soit à déterminer la semelle de fondation d'un poteau rectangulaire de  $a \times b = 30 \times 40$  cm. Les valeurs caractéristiques des charges transmises au sol sont :

- charge permanente  $G = 200$  kN ;
- charge d'exploitation  $Q_B = 300$  kN.

La contrainte limite admissible au sol  $\bar{\sigma} = 0,5$  MPa.

L'armature est en acier Fe E 400, le béton a la résistance caractéristique  $f_{c28} = 20$  MPa.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

### Solution.

1) Les dimensions de la semelle sont déterminées d'après les charges de service  $P_{ser}$  et la contrainte admissible au sol  $\bar{\sigma} = 0,5$  MPa.

$$P_{ser} = G + Q_B = 200 + 300 = 500 \text{ kN.}$$

$$\text{Alors, les formules donnent : } A = \sqrt{\frac{a P_{ser}}{b \bar{\sigma}}} = \sqrt{\frac{300 \cdot 500 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,5}} = 86,6 \text{ cm}$$

$$B = \sqrt{\frac{b P_{ser}}{a \bar{\sigma}}} = \sqrt{\frac{400 \cdot 500 \cdot 10^3}{300 \cdot 0,5}} = 115,5 \text{ cm}$$

On prend les dimensions  $A \times B = 0,9 \times 1,2 = 1,08 \text{ m}^2$ . Le rapport des dimensions

$B/A = 1,2/0,9 = 1,33$  coïncide avec le rapport des dimensions du poteau :

$$b/a = 0,4/0,3 = 1,33.$$

Les dimensions de la semelle "A" et "B" peuvent être précisées en prenant en compte le poids propre de la semelle et des terres qui la surmontent, d'après la condition :

$$\sigma_{sol} = (P_{ser} + G_o) / (A \cdot B) \leq \bar{\sigma}, \text{ avec}$$

$G_o$  : poids propre de la semelle et des terres qui la surmontent

Dans le cas considéré la profondeur de la fondation est prise égale à  $H = 0,8$  m et le poids volumique moyen du béton de la fondation et des terres  $\rho_m = 20 \text{ kN/m}^3$ .

$$\text{Alors, on trouve : } G_o = H \cdot A \cdot B \cdot \rho_m = 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 20 = 17,28 \text{ kN.}$$

La contrainte effective appliquée au sol sera égale à :

$$\sigma_{sol} = (500 + 17,28) / (0,9 \times 1,2) = 0,48 \text{ MPa ;}$$

Vu que :  $\sigma_{sol} = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0,5 \text{ MPa}$ , les dimensions sont suffisantes.

Les autres dimensions de la semelle sont prises d'après les conditions :

$$d_b \geq (B - b) / 4 = (1200 - 400) / 4 = 200 \text{ mm ;}$$

$$d_a \geq (A - a) / 4 = (900 - 300) / 4 = 150 \text{ mm ;}$$

$$h \geq [(B - b) / 4] + 50 \text{ mm} = [(1200 - 400) / 4] + 50 = 250 \text{ mm.}$$

On prend :  $h = 300 \text{ mm}$ ,  $d_b = 250 \text{ mm}$ ,  $d_a = 240 \text{ mm}$ .

2) Calcul des armatures pour l'état-limite ultime. La résistance de calcul des armatures

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

Les charges de calcul sont :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q_B = 1,35 \times 200 + 1,5 \times 300 = 720 \text{ kN.}$$

La section des armatures est calculée à l'aide des formules:

$$A_a = \frac{P_u(A-a)}{8 d_a \sigma_s} = \frac{720 \cdot 10^3 (900-300)}{8 \cdot 240 \cdot 348} = 6,465 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{P_u(B-b)}{8 d_b \sigma_s} = \frac{720 \cdot 10^3 (1200-400)}{8 \cdot 250 \cdot 348} = 8,276 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures pour l'état-limite de service la fissuration considérée comme préjudiciable, alors la contrainte de l'armature est limitée par  $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$ .

$$A_a = \frac{P_u(A-a)}{8 d_a \sigma_s} = \frac{500 \cdot 10^3 (900-300)}{8 \cdot 240 \cdot 200} = 7,81 \text{ cm}^2$$

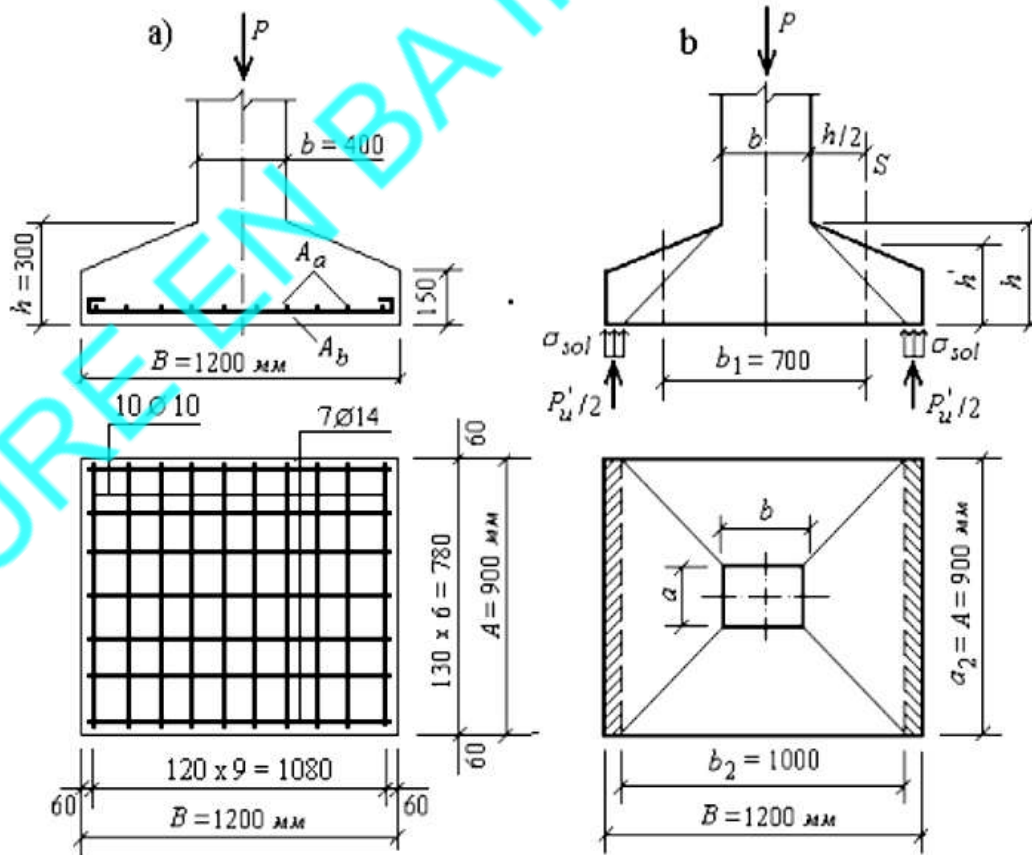
$$A_b = \frac{P_u(B-b)}{8 d_b \sigma_s} = \frac{500 \cdot 10^3 (1200-400)}{8 \cdot 250 \cdot 200} = 10,00 \text{ cm}^2$$

Donc, l'armature déterminée pour l'état-limite ultime n'est pas suffisante, alors on doit prendre l'armature correspondante au calcul pour l'état-limite de service.

Pour le ferrailage on prend :  $10\varnothing 10$  avec  $A_{a,réel} = 785 \text{ mm}^2$ ,  $7\varnothing 14$  avec  $A_{b,réel} = 1077 \text{ mm}^2$ .

L'épaisseur de la semelle au bord libre est prise d'après la condition:

$$e \geq 6\varnothing + 6 \text{ cm} = 6 \cdot 14 + 6 = 14,4 \text{ cm, soit } e = 15 \text{ cm.}$$



#### 4) Semelles circulaires sous poteaux circulaires

Une semelle circulaire sous poteau circulaire constitue un tronc de cône et peut être armée par un quadrillage de deux nappes orthogonales ou par des cerces et des barres verticales.

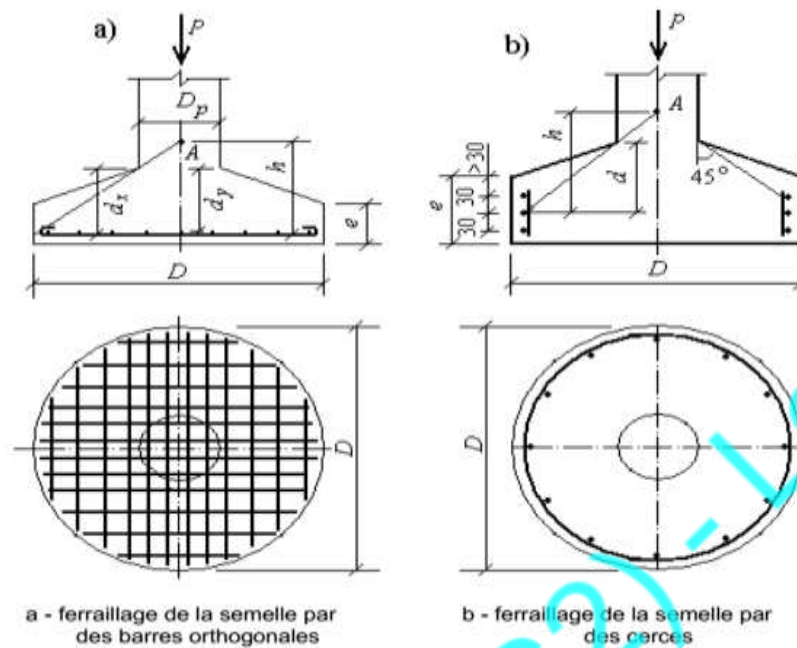


Figure 14. Ferrailage de la semelle circulaire

Avec des notations indiquées sur la figure IV.13, on doit avoir :

$$P = \sigma_{\text{sol}} \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) \leq \bar{\sigma} \quad \text{soit : } D \geq 1,33 \sqrt{\text{Max} \left\{ \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{ser}}}, \frac{P_u}{\sigma_u} \right\}}$$

La hauteur utile  $d$  :  $d_x$  ( ou  $d_y$  )  $\geq \frac{(D-D_p)}{4}$  où  $D_p$ : le diamètre du poteau

Lorsque la semelle est armée par deux nappes orthogonales (fig.,., a), on doit avoir :

$e \geq 6\varnothing + 6 \text{ cm}$  ( $\varnothing$  en centimètre).

Les armatures seront calculées :

- pour la section des armatures du lit inférieur ( $d_i$ ) :

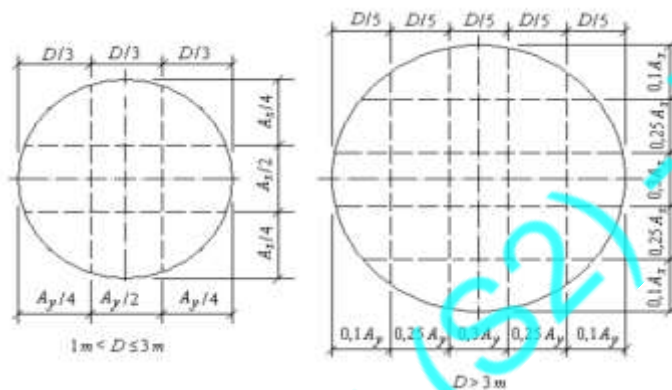
$$A_i = \frac{P_u(D-D_p)}{3 \pi d_i \sigma_s}$$

- pour la section des armatures du lit supérieur ( $d_s$ ) :

$$A_i = \frac{P_u(D-D_p)}{3 \pi d_s \sigma_s}$$

Dans la pratique, on place général deux nappes identiques de section égale à la section du lit supérieur ( la plus grande)

- Si le diamètre  $D \leq 1$  , m on admet que l'effort est uniformément réparti et on dispose les barres avec un écartement constant dans chaque direction.
- Si le diamètre  $1\text{ m} < D \leq 3\text{ m}$ , on divise deux diamètres perpendiculaires en trois parties égales (et on place :
  - dans la zone centrale :  $0,50 A_i$  et  $0,50 A_s$  ;
  - dans chaque zone intermédiaire :  $0,25 A_i$  et  $0,25 A_s$ .
- Si le diamètre  $D > 3\text{ m}$ , on divise deux diamètres perpendiculaires en cinq parties égales et on place :
  - dans la zone centrale :  $0,30 A_i$  et  $0,30 A_s$  ;
  - dans chaque zone intermédiaire :  $0,25 A_i$  et  $0,25 A_s$  ;
  - dans chaque zone latérale :  $0,10 A_i$  et  $0,10 A_s$  ;



**Figure.15.** Répartition des barres orthogonales des semelles

Toutes les barres étant munies de crochets, la hauteur en rive est donnée par :

$$e \geq \text{Max}\{15 \text{ cm} ; 12\varnothing + 6 \text{ cm}\}.$$

**2) la semelle est armée par des cerces,**

l'épaisseur en rive "e" est prise telle qu'il y ait 3cm entre chaque cerce et au moins 3 cm d'enrobages supérieur et inférieur.

Si "m" est le nombre de cerces :  $e \geq \varnothing m + 3(m + 1)$ , en centimètres,

La section totale des cerces  $A_c$  : 
$$A_c = \frac{P_u (D - D_p)}{6 \pi d \sigma_s}.$$

### Exemple 01

Soit à déterminer les dimensions et les armatures d'une semelle de fondation d'un poteau circulaire de  $D_p = 50$  cm de diamètre. Les charges transmises au sol sont :

- \* charge permanente  $G = 250$  kN ;
- \* charge d'exploitation  $Q_B = 320$  kN.

La contrainte limite admissible au sol  $\bar{\sigma} = 0,35$  MPa.

Les armatures sont en acier FeE400, le béton a la résistance caractéristique  $f_{c28} = 20$  MPa.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La profondeur de la fondation  $H = 1,5$  m.

**Solution.**

Les dimensions de la semelle sont calculées d'après les charges de service  $P_{ser}$  et de la contrainte admissible au sol  $\bar{\sigma}$ . Dans le calcul des dimensions on prend en considération le poids propre de la

semelle : 
$$\left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \bar{\sigma} = P_{ser} + \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \cdot \rho_m \cdot H$$

$$\left(\frac{\pi D^2}{4}\right) (\bar{\sigma} - \rho_m H) = P_{ser}$$

$$D = \sqrt{\frac{4P_{ser}}{\pi(\bar{\sigma} - \rho_m H)}} = 1,33 \sqrt{\frac{P_{ser}}{(\bar{\sigma} - \rho_m H)}}$$

On :  $H=1.5m$  ,  $\rho_m = 20KN/m^3$  ,  $P_{ser}=250+320=570$  KN.

$$D = 1,33 \sqrt{\frac{P_{ser}}{(\bar{\sigma} - \rho_m H)}} = 1,33 \sqrt{\frac{750}{(0.35 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,5)}} = 1,5m$$

On prend  $D=1,5m$ . Les autres dimensions sont :

$$d > \frac{(D-D_p)}{4} = \frac{(1,5-0,5)}{4} = 0,25m \implies d_i=0,3 m, \quad d_s=0,3 - 0,1=0,29 m$$

$$h=d+c=0,3 + 0,05=0,35m,$$

$e= 15$  cm

**1) calcul des armatures**

**\* A L'ELU**

$$P_u=1,35 G+ 1,5 Q_B = 1,35 \times 250 + 1,5 \times 320 = 817,5 \text{ KN.}$$

$$A_i = \frac{P_u(D-D_p)}{3 \pi d_i \sigma_s} = \frac{817,5 \cdot 10^3 (1500-500)}{3 \cdot 3,14 \cdot 300 \cdot 348} = 8,31 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{P_u(D-D_p)}{3 \pi d_s \sigma_s} = \frac{817,5 \cdot 10^3 (1500-500)}{3 \cdot 3,14 \cdot 290 \cdot 348} = 8,60 \text{ cm.}$$

**\* A L'ELS**

$$\sigma_s < \frac{2f_e}{3} = \frac{2 \times 400}{3} = 267 \text{ MPa:}$$

$$\sigma_s \geq \max(0,5 f_e = 200 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 187 \text{ MPa})$$

Donc on prend : 200 MPa

$$A_i = \frac{P_u(D-D_p)}{3 \pi d_i \sigma_s} = \frac{570 \cdot 10^3 (1500-500)}{3 \cdot 3,14 \cdot 300 \cdot 200} = 10,08 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{P_u(D-D_p)}{3 \pi d_s \sigma_s} = \frac{570 \cdot 10^3 (1500-500)}{3 \cdot 3,14 \cdot 290 \cdot 200} = 10,43 \text{ cm.}$$

Donc, les armatures déterminées pour l'état-limite ultime ne sont pas suffisantes.

On prend celles déterminées pour l'état-limite de service :

dans chaque direction : 10 Ø 12 avec  $A_i = A_s = 1130 \text{ mm}^2$ .

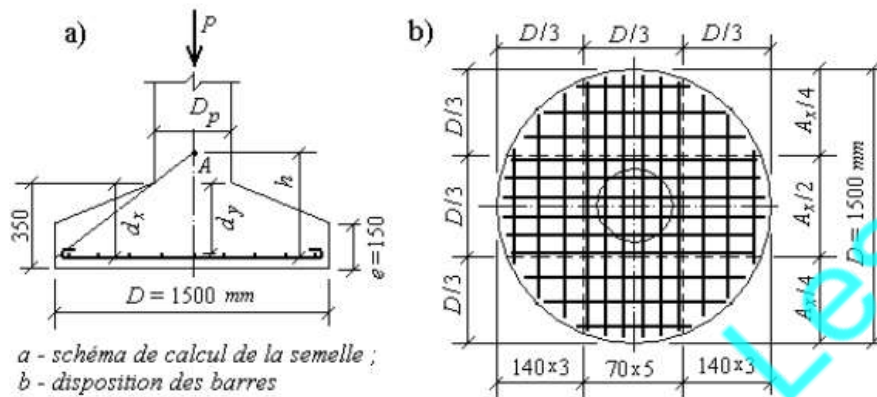
Vu que le diamètre de la semelle  $1m < D = 1,5 \text{ m} < 3 \text{ m}$ , on doit admettre la disposition des barres



d'après le schéma.

En tenant compte que les barres situées aux extrémités sont trop courtes pour être efficaces, on ne prend pas en compte dans la valeur trouvée pour  $A_i$  et  $A$ , les deux barres d'extrémité que l'on considère comme des barres de répartition.

Donc, on prend définitivement dans chaque direction  $12 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$ .



### 1\*) Calcul des armatures constituées par des cerces.

Le diamètre de la semelle est le même, donc  $D = 1,5 \text{ m}$ . On suppose que l'armature des cerces est constituée par 3 barres. Avec la disposition de figure 9.16, b, on doit avoir la hauteur "e" au moins égale à :  $4 \times 3 + 3 d \approx 15 \text{ cm}$ .

D'après la figure (9.19) on trouve :  $d = 490 \text{ mm}$ , et la hauteur  $h + c = 570 \text{ mm}$ .

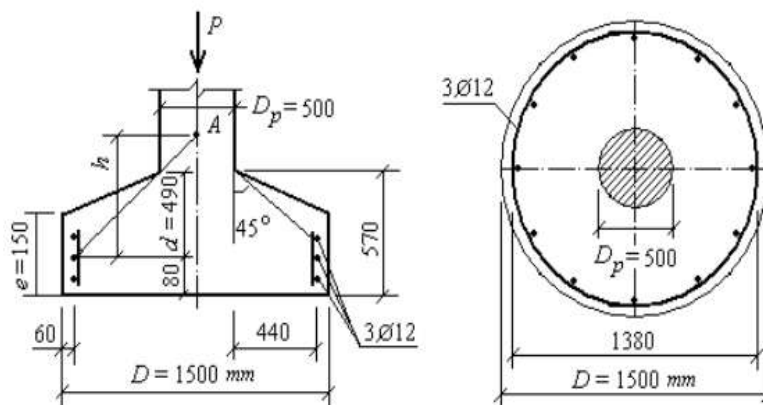
- pour l'état-limite ultime :

$$A_c = \frac{P_u (D - D_p)}{6 \pi d \sigma_s} = \frac{817,5 \cdot 10^3 (1500 - 500)}{6 \cdot 3,14 \cdot 490 \cdot 348} = 2,54 \text{ cm}^2.$$

- pour l'état-limite service :

$$A_c = \frac{P_{ser} (D - D_p)}{6 \pi d \sigma_s} = \frac{570 \cdot 10^3 (1500 - 500)}{6 \cdot 3,14 \cdot 490 \cdot 200} = 3,09 \text{ cm}^2.$$

On prend  $3 \varnothing 12$  avec  $A_c = 3,39 \text{ cm}^2$ .





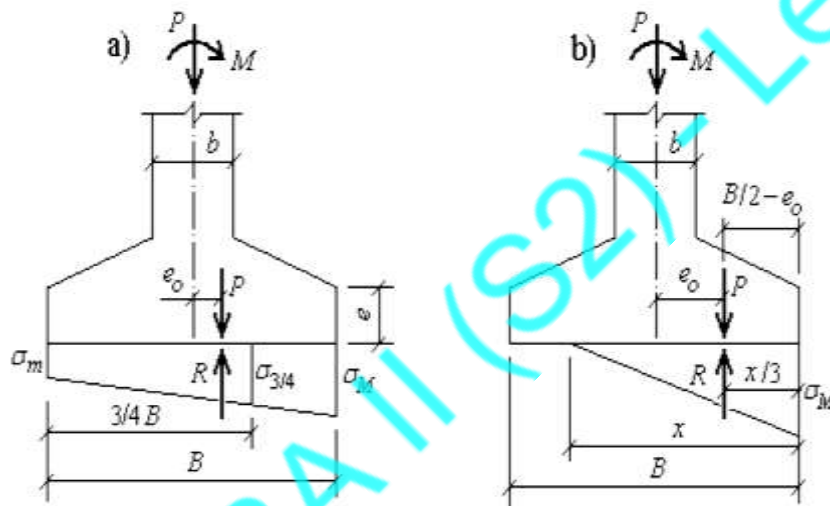
## 5) Semelles soumises à un effort normal et à un moment de flexion

### 1) Diagramme des contraintes

Dans le cas le plus général les éléments supportés par la semelle lui transmettent une charge centrée "P" et un moment de flexion "M" (moment rapporté au centre de gravité de la section du béton située à la base du mur ou du poteau).

Le système constitué par M et P peut être remplacé par une force unique P, appliquée au centre de pression, distant d'une quantité  $e_0 = M/P$  de l'axe du mur ou du poteau.

Lorsque la semelle repose sur le sol, le diagramme des contraintes du sol a la forme d'un trapèze (sur toute la surface) ou éventuellement, d'un triangle sur une partie de la surface de contact sol-semelle car aucune traction du sol n'est admise (figure.16).



**Figure 16.** calcul des semelles rectangulaires sous poteau rectangulaire soumis à la flexion composée

Pour une semelle rectangulaire de dimensions B x A soumise à un effort normal P et à un moment de flexion M on peut déterminer les contraintes du sol :

$$\sigma_{M(m)} = \frac{P}{A.B} \pm \frac{P}{W_s} = \frac{P}{A.B} \pm \frac{6M}{A.B^2}$$

avec :  $W_s = \frac{A.B^2}{6}$

En introduisant la valeur  $e_0 = M/P$

$$\sigma_{M(m)} = \frac{P}{A.B} \left( 1 \pm \frac{6e_0}{B} \right)$$

D'après cette équation on trouve :

$$\sigma_M = \frac{P}{A.B} \left( 1 + \frac{6e_0}{B} \right), \quad \sigma_m = \frac{P}{A.B} \left( 1 - \frac{6e_0}{B} \right), \quad (27), (28)$$

Si  $e_0 \leq B/6$  (donc P tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle), le diagramme des contraintes du sol à la forme d'un trapèze (figure.16, a).

Si  $e_0 > B/6$  (donc P tombe à l'extérieur du noyau central), le diagramme des contraintes à la forme d'un triangle (figure. IV.16, b).

Lorsque la semelle est entièrement comprimée (diagramme des contraintes trapézoïdal avec les valeurs  $\sigma_M$  et  $\sigma_m$  positives ou triangulaire avec  $\sigma_m = 0$ ), on admet que la contrainte située aux trois quarts (3/4) de la semelle, du côté de  $\sigma_M$ , ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\bar{\sigma}$  :

$$\sigma_{3/4} = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{P}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma} \quad (.29)$$

D'où on trouve (en posant  $P = P_{ser}$ )

$$A \cdot B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{P_{ser}}{\bar{\sigma}} \quad (.30)$$

Lorsque le diagramme de répartition des contraintes du sol est triangulaire avec  $x < B$  (donc, lorsque  $e_0 > B/6$ ), dans ce cas la résultante R des contraintes du sol a pour valeur

$$R = \left(\frac{\sigma_M}{2}\right) x A \quad (.31)$$

La résultante R passe par le centre de gravité du triangle des contraintes, donc à la distance  $x/3$  de l'extrémité droite de la semelle.

Comme la résultante R doit être égale et opposée à  $P_{ser}$ , dans ce cas:

$$\frac{x}{3} = \frac{B}{2} - e_0, \quad x = 3 \left[ \left(\frac{B}{2}\right) - e_0 \right]. \quad (.32)$$

Alors la valeur de R devient égale à :

$$R = P_{ser} = 3 \left(\frac{\sigma_M}{2}\right) \left[ \left(\frac{B}{2}\right) - e_0 \right] A, \quad (.33)$$

$$\sigma_M = \frac{2P_{ser}}{3A \left[ \left(\frac{B}{2}\right) - e_0 \right]} \quad (.34)$$

Les contraintes au sol sont limitées par :

$\sigma_M \leq 1,33 \bar{\sigma}$  dans les cas généraux ;

$\sigma_M \leq \bar{\sigma}$  si le moment M est dû à un vent dominant agissant la majorité du temps ;

$\sigma_{3/4} \leq \bar{\sigma}$  dans les cas généraux (la contrainte située aux trois quarts de la semelle, du côté de  $\sigma_M$ ).

Les relations (.30) et (.34) permettent de déterminer les dimensions A et B de la semelle.

#### IV.5.1. Calcul des armatures pour les semelles sous poteaux

Le calcul des semelles supportant un effort normal et un moment de flexion peut être effectué des manières suivantes.

1) Lorsque la semelle est entièrement comprimée (donc  $e_0 < B/6$ ) et lorsque la différence entre la contrainte maximale et celles minimale est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne, c'est-à-dire

$$\text{que : } \sigma_M - \sigma_m \leq 0,5(\sigma_M + \sigma_m) / 2, \quad (.35)$$

on peut, pour les semelles reposant sur le sol, utiliser la méthode des bielles. Compte tenu des valeurs indiquées ci-dessus pour  $\sigma_M$  et  $\sigma_m$  (formules IV.28) on obtient d'après la condition (.35) :

$$e_0 \leq B/24.$$

❖ **Donc, lorsque  $e_0 \leq B/24$**  on utilise la méthode des bielles en considérant que tout se passe comme si la semelle recevait une contrainte uniforme égale à  $\sigma_{3/4}$ . Pour le calcul on remplace la charge réelle **P** par une charge fictive **P'**, c'est-à-dire la charge qui correspond à la contrainte  $\sigma_{3/4}$  supposée uniformément répartie sur toute la surface de la semelle.

La charge fictive **P'** peut être calculée d'après la contrainte  $\sigma_{3/4}$ .

$$\sigma_{3/4} = \frac{1}{4} \sigma_m + \frac{3}{4} \sigma_M ;$$

$$P' = A \cdot B \cdot \sigma_{3/4} = \left[ \frac{1}{4} \sigma_m + \frac{3}{4} \sigma_M \right] A \cdot B . \quad (.36)$$

En prenant les contraintes  $\sigma_m$  et  $\sigma_M$  d'après les formules (IV.35) on trouve :

$$P' = \frac{1}{4} \cdot \frac{P}{A \cdot B} \left( 1 - \frac{6e_0}{B} \right) A \cdot B + \frac{3}{4} \cdot \frac{P}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6e_0}{B} \right) A \cdot B \quad (.37)$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \left( P - \frac{6P e_0}{B} \right) + \frac{3}{4} \cdot \left( P + \frac{6P e_0}{B} \right), \quad (.38)$$

$$\text{ou définitivement } P' = P + \left( \frac{3P e_0}{B} \right) = P \cdot \left( 1 + \frac{3P e_0}{B} \right). \quad (.39)$$

en utilisant la méthode des bielles , on calcule des armatures :

$$A_a = \frac{P'(A-a)}{8 d_a \sigma_s} = \frac{P_u \left[ 1 + \left( \frac{3e_0}{B} \right) \right] (A-a)}{8 d_a \sigma_s} \quad (.40)$$

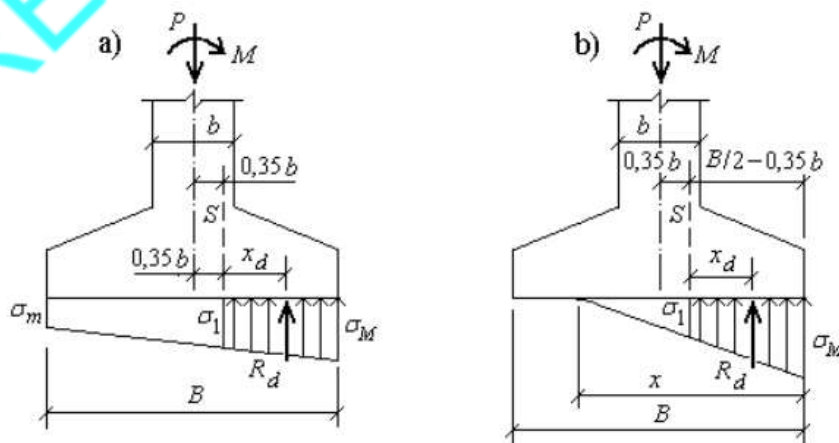
$$A_b = \frac{P'(B-b)}{8 d_b \sigma_s} = \frac{P_u \left[ 1 + \left( \frac{3e_0}{B} \right) \right] (B-b)}{8 d_b \sigma_s} \quad (.41)$$

**lorsque  $e_0 > B/24$**

Les armatures dans la direction " B " sont calculées pour équilibrer le moment qui s'applique dans la section  $S_1$  située à une distance  $0,35 b$  de l'axe du poteau du côté de  $\sigma_M$

La résultante des efforts à droite vaut :

$$R_d = [(B/2 - 0,35b) (\sigma_m + \sigma_M) / 2] A. \quad (.42)$$



**Figure.17.** Calcul la résultante des efforts

La résultante  $R_d$  est appliquée à la distance :

$$x_d = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{\sigma_M + \sigma_1} \cdot \frac{\left(\frac{B}{2}\right) - 0,35b}{3} \quad (.43)$$

La contrainte  $\sigma_1$  est calculée d'après la figure (...),a) on a :

$$\sigma_1 = \sigma_m + (\sigma_M - \sigma_m) \cdot \frac{\left(\frac{B}{2}\right) - 0,35b}{B} \quad (.44)$$

Avec les valeurs de  $\sigma_m$  et  $\sigma_M$  on a :

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{4,2 e_0 b}{B^2}\right) \frac{P}{A \cdot B} \quad (.45)$$

Alors, le moment dans la section  $S_1$  sera égal à :

$$M_1 = x_d \cdot R_d = A \left(\frac{B}{2} - 0,35b\right) \cdot \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6}\right) \quad (.46)$$

en remplaçant  $\sigma_m$  et  $\sigma_M$  par leurs valeurs :

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0,35b\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{4e_0}{B} + \frac{1,4e_0 b}{B^2}\right) \frac{P_u}{2B} \quad (.47)$$

### 3) Résultante hors du noyau central : $e_0 > B/6$

Le moment  $M_1$  dans la section  $S_1$  située à une distance 0,35b de l'axe du poteau (en remplaçant P par  $P_u$ ) :

$$M_1 = (4B + 0,35b - 9e_0) \left[ \frac{\left(\frac{B}{2}\right) - 0,35b}{\left(\frac{B}{2}\right) - e_0} \right]^2 \cdot \frac{P_u}{27} \quad (.48)$$

## IV.5.2. semelles continue sous murs

### 1) Largeur de la semelle

Un mur n'est généralement pas armé ou est peu armé, c'est pourquoi on prend de préférence  $B \geq 6e_0$ , et on fixe la largeur "B" de la semelle en la rectifiant ultérieurement si nécessaire et on vérifie (avec  $A=1$  m) :

- Si  $e_0 \leq B/6$ , on a :  $B \geq \frac{P_{ser} \left[1 + 3\frac{e_0}{B}\right]}{\bar{\sigma}}$  (.49)

- Si  $e_0 > B/6$ , on a :  $\sigma_M = \frac{2 P_{ser}}{3 \left[\left(\frac{B}{2}\right) - e_0\right]} \leq 1,33\bar{\sigma}$  (.50)

La hauteur utile de la semelle est prise d'après la condition :  $d \geq (B-b)/4$

### 2) Armatures

- Si  $e_0 \leq B/24$ , les armatures perpendiculaires au mur, par unité de longueur de semelle sont :

$$A_s = \frac{P_u \left[1 + 3\frac{e_0}{B}\right] \cdot (B-b)}{8 d \sigma_s} \quad (.51)$$

- Si  $e_0 \geq B/24$ , les armatures  $A_s$  valent :

$$A_s = \frac{M_1}{d \sigma_s} \quad (.52)$$

les armature de répartition parallèles au mur sont prises :

$$A_r = \frac{A_s \cdot B}{4} \quad (\text{réparties sur la largeur "B"}).$$

### 5.3) Semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire

#### 1) Dimensions de la semelle

Les dimensions du poteau étant  $a$  et  $b$ , on se fixe les dimensions  $A$  et  $B$  de la semelle, quitte à les rectifier par la suite s'il ya lieu, en respectant  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

On vérifie que :

$$* \text{ Si } e_0 \leq B/6 : AB \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) \frac{P}{\bar{\sigma}} \quad (.53)$$

$$* \text{ Si } e_0 > B/6 : \frac{2P}{3A \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq 1.33 \bar{\sigma} \quad \text{dans le cas général} \quad (.54)$$

$\bar{\sigma}$  dans le cas d'un vent dominant fréquent

Les hauteurs utiles sont :  $\frac{B-b}{4} \leq d_a < d_b \leq A - a$

#### 2) Armatures

\* Si  $e_0 \leq B/24$  : les armatures ont comme section :

$$A_s = \frac{P_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (A-a)}{8 d_a \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{P_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (B-b)}{8 d_b \sigma_s} \quad (.55), (.56)$$

\* Si  $e_0 > B/24$  : les armatures ont comme section :

• les armatures  $A_s$  valent :

$$A_s = \frac{M_1}{d_b \sigma_s}$$

les armatures gardent la valeurs :

$$A_s = \frac{P_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (A-a)}{8 d_a \sigma_s} \quad (.57)$$

#### Exemple 01:

Soit un poteau de section  $a \times b = 35 \times 50$  cm, qui transmet à la semelle :

- des efforts verticaux :

$$N_{ser} = 720 \text{ kN} ; N_u = 1000 \text{ kN};$$

- des moments de flexion :

$$M_{ser} = 60 \text{ kN m} ; M_u = 30 \text{ kN m}.$$

Les caractéristiques des matériaux de la semelle :

- béton,  $f_{c28} = 25$  MPa ( $f_{bc} = 14,2$  MPa) ; -acier, FeE400 ( $\sigma_s = 348$  MPa).

La contrainte admissible au sol  $\bar{\sigma} = 0,7$  MPa.

La fissuration de la semelle est peu préjudiciable.

1) On demande de déterminer les dimensions et le ferrailage de la semelle.

**Solution :**

**Dimensions**

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,41}{0,72} = 0,569 \text{ m et } \frac{A}{B} = \frac{a}{b}; A = \frac{35}{50} B = 0,7B$$

Tant que B est inférieur à 3,4 m, don que  $e_0 > B/6$  ( le calcul est fait à l'ELS):

$$\frac{2P_{ser}}{3A\left(\frac{B}{2}-e_0\right)} \leq 1,33\overline{\sigma}_{ser} : 3 \times 0,7 B \left(\frac{B}{2} - 0,569\right) \geq \frac{2 \times 0,72}{1,33 \times 0,32} \text{ soit } B \geq 2,45 \text{ m} :$$

on choisi  $b = 2,5 \text{ m}$  et  $A = 1,75 \text{ m} : \frac{2,5-0,5}{4} = 0,5 \text{ m} \leq d \leq 1,75 - 0,35 = 1,4 \text{ m}$

$h = 0,55 \text{ m} : \text{ poids propre} = 0,55 \times 2,5 \times 1,75 \times 25 = 60 \text{ KN} : P_{ser} = 0,72 + 0,06 = 0,78 \text{ MN}$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,41}{0,78} = 0,526 \text{ m}$$

$$\frac{2P_{ser}}{3A\left(\frac{B}{2}-e_0\right)} = \frac{2 \times 0,78}{3 \times 1,75\left(\frac{2,5}{2}-0,526\right)} = 0,41 \text{ MPa et } 1,33\overline{\sigma}_{ser} = 1,33 \times 0,32 = 0,426 \text{ MPa}$$

les dimensions sont correctes :  $A = 1,75 \text{ m}$  et  $B = 2,5 \text{ m}$ .

**\* Armatures**

$$P_u = 1,00 + 1,35 \times 0,06 = 1,08 \text{ MN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,59}{1,08} = 0,546 \text{ m} : e_0 = 0,546 > \frac{B}{6} = 0,417 \text{ m}; \text{ on calcul le moment } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,35 \times 0,5 - 9 \times 0,546) \left( \frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{2,5}{2} - 0,546} \right)^2$$

$d_b = 0,55 - 0,03$  ( enrobage ) -  $0,01$  ( HA 20/2 ) =  $0,51 \text{ m}$ .

$$A_s = \frac{M_1}{d \sigma_s} = \frac{0,491}{0,51 \times 435} = 22,1 \text{ cm}^2$$

sur  $1,75 \text{ m}$  de largeur, on peut placer 7 à 9 barres : on choisi 7 HA20.

$$d_a = d_b - 0,01 \text{ ( HA20/2 )} - 0,007 \text{ ( HA 14/2 )} = 0,493 \text{ m}.$$

$$A_a = \frac{P_u \left( 1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) (A - a)}{8 d_a \sigma_s} = \frac{1,08 \left( 1 + 3 \frac{0,546}{2,5} \right) (1,75 - 0,35)}{8 \times 0,493 \times 435} = 14,6 \text{ cm}^2$$

sur  $2,5 \text{ m}$  de largeur, on peut placer 10 à 13 barres : on choisi 13 HA 12.

$l_{s \varnothing 20} = 38,6 \times 2 = 77,2 \text{ cm} > B/4$  : les T20 sont munis de crochets ;

La hauteur en rive vaut :  $e \geq \max (15 \text{ cm} ; (12 \times 2 + 6)) = 30 \text{ cm}$

$e_0 = 41,7 \text{ cm} > b/6 = 10 \text{ cm}$  : les armatures verticales du poteau sont tendues ; elles sont munies de retours horizontaux

## 6. Radier général

### 6.1. Généralité

Le radier est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçu en tant que fondation superficielle. Un radier général est une fondation constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction et parfois cette semelle déborde par console extérieures.

### 6.2. Principe de construction

Cette solution est en principe adoptée :

- \* soit quand la construction peut être fondée sur une couche de terrain rencontrée à faible profondeur au-dessous du niveau inférieur des sous-sols, mais dont la pression de rupture est relativement peu élevée : le radier joue alors le rôle de répartisseur de charges ;
- \* soit lorsque le terrain est inondable d'une façon permanente, périodique ou accidentelle, et qu'il faut protéger des infiltrations d'eau les étages inférieurs de la construction : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche devant résister aux sous-pressions

### 6.3. Principaux types de radier

Les principales configurations de radier sont représentées à la figure IV.18, dans la quelle on peut distinguer:

- radier à dalle plate. ce type de radier, caractérisé par une épaisseur constante, est conçu en cas d'une disposition régulière de poteaux avec une charge faible transmise au sol (fig.18.a)
- radier à dalle sur des socles sous les poteaux. Il est conçu en cas de charges élevées provenant de poteau. (fig.18.b)
- radier nervuré, constitué d'un grillage de poutres sous la dalle et dont les nœuds correspondant aux poteaux. ce type de fondations est adéquat en cas d'effort de flexion importants et un grand espacement entre les poteaux (fig.18.c)
- radier à dalle sous des socles sous les poteaux. Il est conçu en cas de charges élevées provenant de poteau. (fig.18.d)
- radier caisson. Il est aussi conçu en cas de charges élevées provenant de poteau. (fig.18.e).

#### IV.6.4. Critères de choix

Le radier se trouve justifié, si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- de la faible capacité portante du sol ;
- des charges élevées du bâtiment
- l'ossature a une trame serrée (rapprochement des poteaux) ;
- de la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant ;
- de charges excentrées en rive de bâtiment.



Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

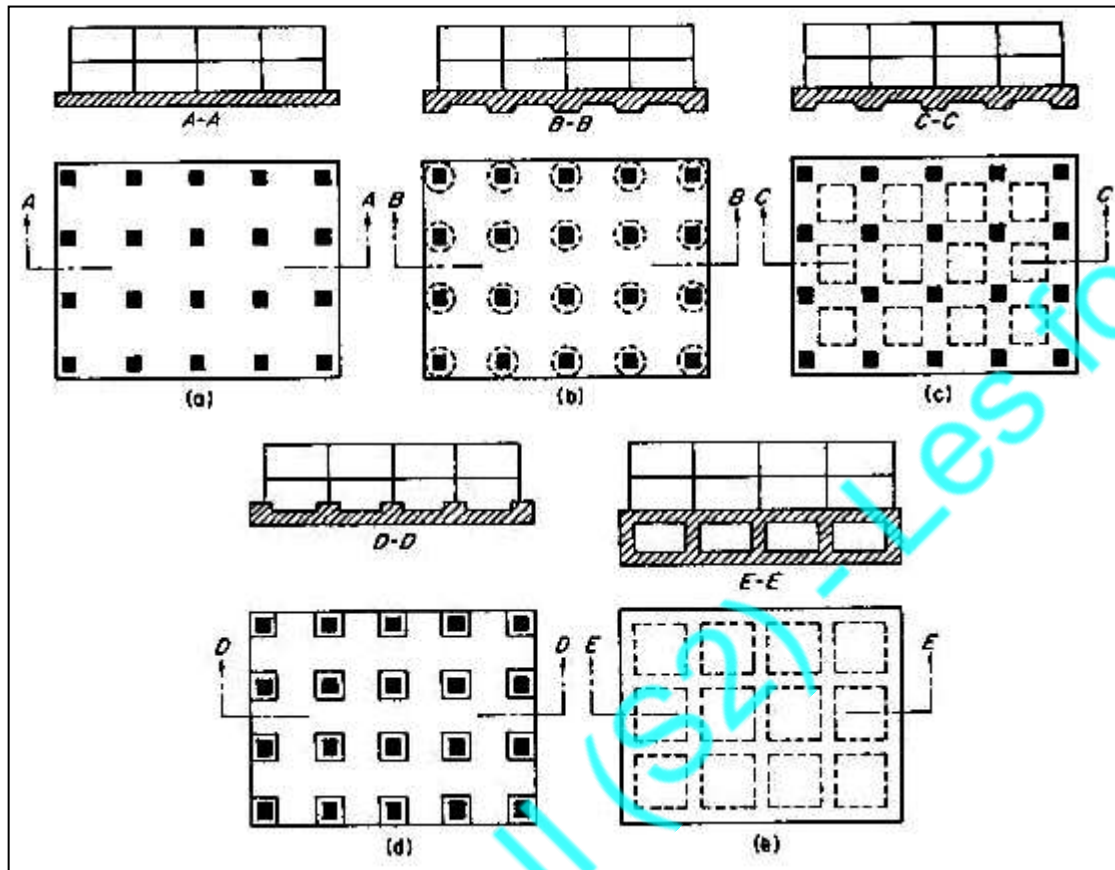


Figure.18. Quelque type courants de fondation sur radier [bouafia]

## 6.5. Radiers répartisseurs de charge

### 6.5.1. Dispositions constructives

Les radiers fonctionnant comme des planchers soumis à des forces ascendantes (réactions du sol), on adopte usuellement les mêmes solutions constructives que pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. On rencontre donc :

- \* des radiers avec dalle, poutres secondaires et poutres principales (radiers nervurés), la dalle étant disposée le plus souvent à la partie inférieure du radier ;
- \* des radiers en planchers-champignons ou en planchers-dalles renversés et même en dalle épaisse sous murs ou voiles lorsque ceux-ci sont rapprochés.

### 6.5.2. Calcul

D'une manière générale, il est impossible de connaître la répartition exacte des réactions s'exerçant sous un radier. En effet, celles-ci dépendent de la nature du sol et des coefficients d'élasticité respectifs



sol-radier et radier-structure. Le calcul d'un radier nécessite donc le choix d'hypothèses simplificatrices sur les diagrammes de réaction du sol.

Toutefois il est impératif de vérifier les conditions de la Statique, c'est-à-dire l'équilibre global entre les réactions du sol et l'ensemble des charges apportées par la superstructure. Le radier, par simplification, est toujours considéré comme infiniment raide par rapport à sa superstructure. En d'autres termes, les poteaux et les voiles s'appuyant sur le radier sont considérés comme articulés à leur base. En revanche, le radier est plus ou moins déformable par rapport au sol de fondation.

### 6.5.3. Radiums rigides

Si le radier peut être considéré comme rigide, le calcul est mené en considérant une répartition linéaire des réactions du sol. Le dimensionnement du radier doit être tel que le cheminement des efforts de la superstructure soit assuré, les efforts internes du radier étant déterminés par l'équilibre des forces de gauche (ou de droite) d'une section quelconque.

Le calcul en plancher renversé n'est valable que sous réserve de vérifier sensiblement l'équilibre entre la descente des charges apportées par la superstructure et les réactions du sol sous chaque poteau.

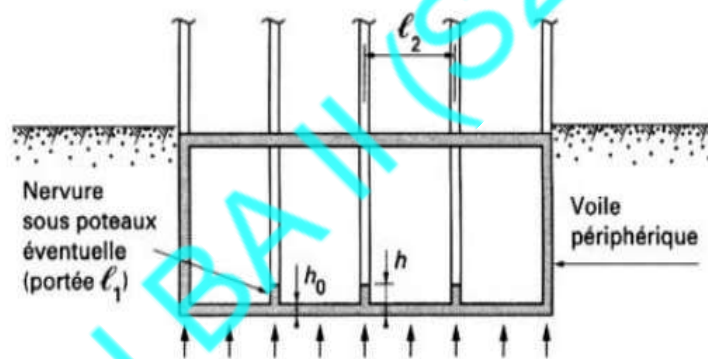


Figure. IV.19. Radier nervuré

En première approximation l'épaisseur des éléments constitutifs du radier est déterminée par les relations :

\* pour les nervures, de hauteur  $h$  et de portée entre axes des poteaux :  $h \geq \frac{l_1}{10}$

\* pour la dalle, d'épaisseur  $h_0$  et de portée entre axes des nervures :  $h_0 \geq \frac{l_2}{20}$

L'épaisseur  $h_0$  doit en outre être telle que la résistance à l'effort tranchant puisse être assurée sans qu'on ait besoin d'armatures d'effort tranchant.

a) Cas d'un mauvais terrain.

On considère que le radier fonctionne soit en plancher nervuré renversé soit en plancher-dalle renversé.

#### 6.5.4. Radiums souples

Dans cette méthode, on ne tient pas compte de la continuité. On se borne à vérifier les conditions de la Statique et de non-poinçonnement du sol sous la surface correspondant à chaque poteau considéré isolément. Ces surfaces peuvent être discontinues si la résistance du sol le permet. La forme du diagramme choisi peut être soit uniforme, soit triangulaire (terrain pulvérulent). Le calcul est à faire dans des bandes perpendiculaires (de sens  $x$  ou  $y$ ) en prenant à chaque fois en compte la totalité des charges.

STRUCTURE EN BA II (S2) - Les fondations