

# Sollicitations dans un ouvrage reposant sur un sol compressible

Autor(en): **Kögler, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **11.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3119>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## VIII 1

Sollicitations dans un ouvrage reposant sur un sol compressible.

### Beanspruchung eines Bauwerkes auf einem nachgiebigem Untergrunde.

The Stresses Imposed on a Structure by a Yielding Subsoil.

Professor Dr. Ing. F. Kögler,  
ord. Professor an der Bergakademie, Freiberg/Sa.

Dans toute cette étude nous admettons un terrain qui, sous la charge, ne peut que se comprimer et non pas céder latéralement.

1° — Cas du faisceau de forces.

Admettons que l'ouvrage ne possède aucune rigidité et qu'au contraire il soit complètement mou et mobile, c'est-à-dire composé de pièces indépendantes les unes des autres; ses parties s'affaisseront exactement dans la même mesure que le sol sous l'effet de la charge. L'ouvrage suivrait ces affaissements sans opposer

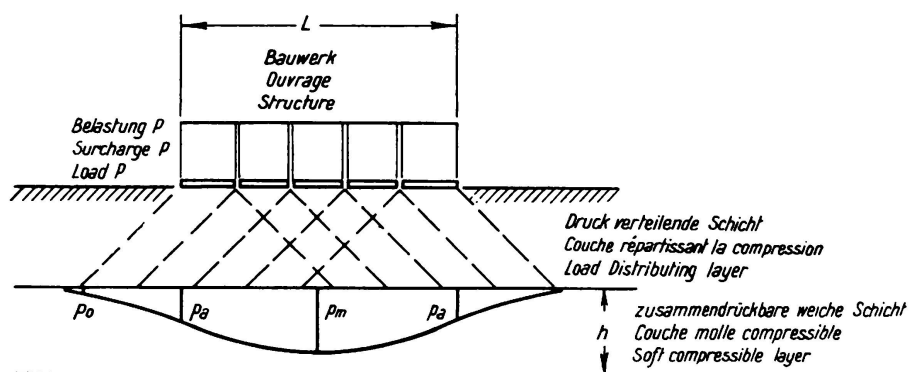


Fig. 1.

aucune rigidité; il ne pourrait supporter aucun moment de flexion. Nous voulons désigner par « faisceau de forces » cette mise en charge du terrain par une telle construction ou par plusieurs charges indépendantes.

La répartition de la pression dans le sol ne dépend plus maintenant de la rigidité de l'ouvrage: elle se propage de la façon usuelle, comme le représente la fig. 1. Une couche molle compressible, située à une certaine profondeur, est soumise aux pressions indiquées: au milieu, la pression maxima  $p_m$ ; au droit des

extrémités de l'ouvrage, la pression  $p_a$  et sur les côtés, la petite pression  $p_o$ . La répartition de la pression se calcule d'après les formules usuelles, par ex. aussi d'après le diagramme de *Steinbrenner*.

La compression de la couche mince correspondra à la répartition de la pression, suivant les pressions  $p_m$ ,  $p_a$  et  $p_o$  qui agissent à sa surface.

La construction doit s'affaisser d'une façon correspondant aux compressions de la couche molle, plus en son milieu, de  $z_m$  par ex., moins à ses extrémités,

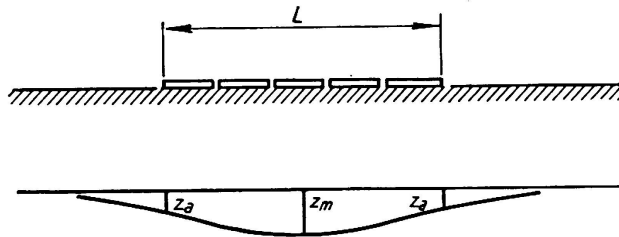


Fig. 2.

de  $z_a$  par ex. (fig. 2). Nous ne considérerons aucun effet égalisateur de la couche répartissante sur la couche molle, et qui pourrait avoir comme conséquence une certaine réduction de  $z_m$  et une augmentation de  $z_a$ .

La différence des affaissements  $z_m$  au milieu et  $z_a$  aux extrémités de l'ouvrage représente la flèche que subit l'ouvrage, constitué de différentes pièces indépendantes, *sans opposer la moindre résistance*, car, par définition, il ne possède aucune rigidité. La flèche de la construction se monte donc à :

$$s = z_m - z_a. \quad (1a)$$

## II° — Ouvrage rigide.

Si maintenant on admet que *l'ouvrage est rigide*, il ne suivra pas complètement cette déformation, au contraire, il lui opposera une certaine résistance dont la grandeur dépend de la rigidité de la construction. La conséquence en est que l'ouvrage ne fléchira pas autant en son milieu, ce qui signifie, qu'en ce milieu, le terrain ne se comprimera pas de  $z_m$ , mais seulement de  $z_m - \Delta z_m$ . L'ouvrage supporte donc une partie  $\Delta p_m$ , correspondant à sa rigidité, de la pression  $p_m$ . Le sol sera pour ainsi dire déchargé de  $\Delta p_m$ . L'ouvrage ne peut supporter la charge  $\Delta p_m$  qu'en s'appuyant à ses deux extrémités sur le sol, comme une poutre sur deux appuis; le sol supportera en ces points un excédent de charge  $\Delta p_a$  qui s'ajoutera à la pression  $p_a$ . En ces endroits, la couche molle subira donc une plus grande compression que  $z_a$ , par ex.  $z_a + \Delta z_a$ .

L'affaissement est encore plus grand au milieu qu'aux extrémités de l'ouvrage; la différence, c'est-à-dire le fléchissement de l'ouvrage, n'est plus aussi grande que dans le cas I du faisceau de forces; le fléchissement n'est plus maintenant que de :

$$\begin{aligned} s &= z_m - \Delta z_m - (z_a + \Delta z_a) \\ &= (z_m - z_a) - (\Delta z_m + \Delta z_a) \end{aligned} \quad (1b)$$

Cette réduction du fléchissement provient de la rigidité de l'ouvrage. Ce dernier supporte en son milieu la charge  $\Delta p$  et augmente sa pression de  $\Delta p_a$  aux deux extrémités, afin de travailler comme une poutre sur deux appuis. La charge de l'ouvrage est représentée à la fig. 3.

En ce qui concerne la répartition de la charge  $\Delta p_m$  et des réactions  $\Delta p_a$ , on en est évidemment réduit à des hypothèses, de même qu'en ce qui concerne le rapport de leur grandeur. Admettons une répartition telle que celle indiquée à la fig. 4: répartition parabolique des pressions, les quarts extérieurs de la longueur

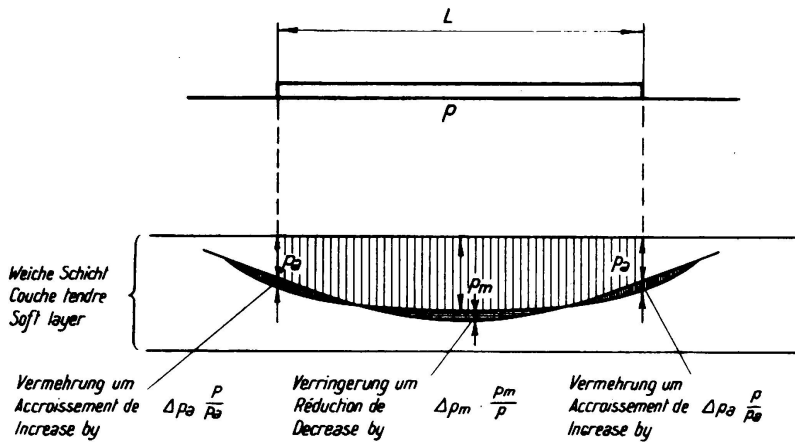


Fig. 3.

L agissent comme appuis et la demi-longueur centrale est chargée. La somme des réactions  $\Delta p_a$  doit être égale à la somme des charges  $\Delta p_m$ , on peut donc écrire:

$$\frac{2}{3} \cdot \Delta p_m \cdot \frac{1}{2} L = 2 (\Delta p_a \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{4} L)$$

$$\Delta p_m = \Delta p_a = \Delta p. \tag{2}$$

La portée de la poutre simple ainsi chargée est  $l = \frac{3}{4} L$ .

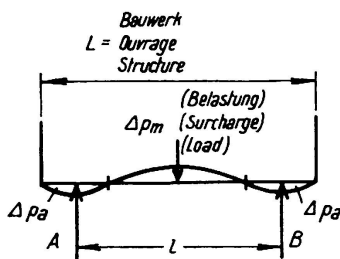


Fig. 4.

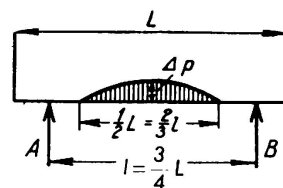


Fig. 5.

### III° — Charge supportée par l'ouvrage.

On peut tenir le raisonnement suivant pour déterminer la grandeur de  $\Delta p$ : La flèche de la poutre chargée suivant la fig. 4 peut se calculer de deux façons différentes:

- 1° En tant que flèche d'une poutre sur deux appuis, d'après les formules usuelles de la résistance des matériaux; grandeur  $f_L$ , voir IV°.



2° En tant que différence de compression de la couche molle

a) sous le milieu de l'ouvrage par suite d'une charge  $p_m - \Delta p$ ,

b) sous les bords de l'ouvrage par suite d'une charge  $p_a + \Delta p$ ,

calculée suivant les lois sur la compression du sol; grandeur  $s$ , voir V°. Les valeurs  $f_1$  et  $s$  doivent être égales entre elles.

IV° — Calcul de la flèche de la poutre (suivant III° 1°).

La poutre est chargée et appuyée suivant la fig. 4. Au lieu de l'appui par les réactions  $\Delta p_a$ , réparties sur les longueurs  $\frac{1}{4} L$ , admettons simplement les réactions concentrées A et B. La portée est  $l = \frac{3}{4} L$ . La charge s'étend sur  $\frac{1}{2} L = \frac{2}{3} l$ . On peut calculer la flèche au milieu de la poutre de longueur totale  $L$  par rapport à ses extrémités libres en porte-à-faux.

a) La flèche de la poutre de portée  $l$ .

Comme on en est réduit à des hypothèses, un calcul précis n'a aucun sens. Le cas de charge de la fig. 5 est à peu près l'intermédiaire entre une charge

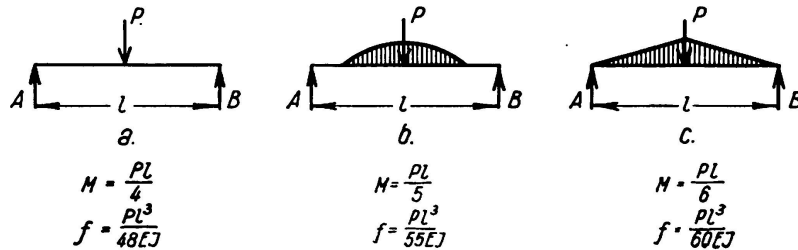


Fig. 6.

concentrée suivant la fig. 6a et une charge triangulaire suivant la fig. 6c. On peut donc admettre

$$\text{moment de flexion: } M = \frac{Pl}{5} \quad (3)$$

$$\text{flèche: } f = \frac{Pl^3}{55EJ} \quad (4)$$

On a donc:

$$P = \frac{2}{3} \cdot \Delta p \cdot \frac{2}{3} l \cdot t = \frac{4}{9} \Delta p \cdot l \cdot t$$

$$M = \frac{(\frac{4}{9} \cdot \Delta p \cdot l \cdot t) l}{5} = \frac{4}{45} \cdot \Delta p \cdot l^2 \cdot t = \frac{1}{20} \cdot \Delta p \cdot L^2 \cdot t \quad (5)$$

$$f_1 = \frac{\frac{4}{9} \cdot \Delta p \cdot l \cdot t \cdot l^3}{55EJ} = \frac{4}{495} \cdot \Delta p \cdot \frac{l^4 \cdot t}{EJ} = \frac{\Delta p \cdot l^4 t}{124EJ} \quad (6)$$

où  $t$  est la profondeur de la charge et de l'élément portant, perpendiculairement au plan du dessin,

$J$  le moment d'inertie de l'élément portant sur cette profondeur,

$E$  le module d'élasticité du matériau de l'ouvrage.

b) La flèche de la poutre de longueur  $L$ .

Suivant ce que nous avons dit sous III, on se sert de la différence des affaissements entre le milieu de l'ouvrage et ses extrémités, c'est-à-dire de la flèche de la poutre de longueur  $L$ . D'après ce qui précède, on peut raisonner comme suit en se basant sur la fig. 7.

Le fléchissement  $f_1$  se propage au delà des appuis de la poutre de portée  $l$  sous forme de mouvement des extrémités libres. A la fig. 7 on a admis que la ligne de flexion était une parabole au-dessous de  $l$ . L'inclinaison des tangentes est

donnée par  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 f_1}{l/2}$ .

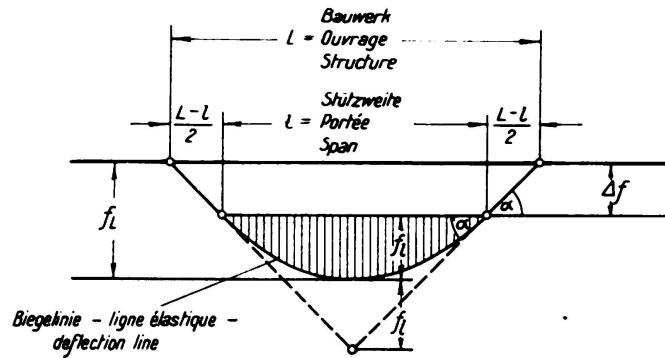


Fig. 7.

D'autre part:

$$\Delta f = \frac{L-l}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{L-l}{2} \cdot \frac{2 f_1}{l/2} = 2 f_1 \cdot \frac{L-l}{l}$$

$$f_L = f_1 + \Delta f = f_1 + 2 f_1 \cdot \frac{L-l}{l} = \frac{f_1}{l} (1 + 2L - 2l)$$

$$= f_1 \cdot \frac{2L-l}{l} = f_1 \left( 2 \frac{L}{l} - 1 \right).$$

Du fait que  $l = \frac{3}{4} L$  on a:

$$f_L = \frac{5}{3} f_1 = \frac{5}{3} \cdot \frac{\Delta p \cdot l^4 t}{124 EJ} = \frac{5}{372} \frac{\Delta p l^4 \cdot t}{EJ}$$

$$f_L = \frac{5}{372} \cdot \frac{\Delta p \cdot L^4 \cdot t}{EJ} \cdot \left(\frac{3}{4}\right)^4 = 0,00426 \frac{\Delta p L^4 t}{EJ} \quad (7)$$

### V° — Compression de la couche molle sous le poids de l'ouvrage (suivant III° 2°).

Suivant la fig. 1, la couche molle supporte de la part de l'ouvrage les pressions  $p_m$  sous le milieu,  $p_a$  sous les extrémités lorsque le sol est soumis, à la base de la construction, à la pression  $p$ . Par suite de la rigidité de l'ouvrage, il se produit une diminution de la pression de  $\Delta p_m$  au milieu et une augmentation  $\Delta p_a$  aux bords, ainsi que l'indique la fig. 4; d'après l'équation (2) on a  $\Delta p_m = \Delta p_a = \Delta p$ . Cette modification de la pression à la base de l'ouvrage a pour conséquence une modification de la pression sur la couche molle située dans le soussol; on admet que ces dernières modifications se comportent dans le même rapport que les pressions sous la base de l'ouvrage et les pressions sur la couche molle entre elles. Dans cette hypothèse sont exprimées:

- 1° la répartition des pressions dans le sens de la longueur du bâtiment, comme indiquée à la fig. 1;
- 2° la répartition des pressions en profondeur, perpendiculairement au plan de la fig. 1,

en d'autres termes, la distribution des pressions par la couche répartissante: la pression  $p$  à la base de l'ouvrage se modifie jusqu'à la couche compressible en  $p_m$  et en  $p_a$ , suivant la fig. 1.

Les véritables modifications de la pression à la profondeur de la couche molle sont donc:

$$\begin{aligned} \text{au milieu } \Delta p_m \cdot \frac{p_m}{p}, \quad \text{aux bords } \Delta p_a \cdot \frac{p_a}{p} \\ = \Delta p \cdot \frac{p_m}{p} \qquad \qquad = \Delta p \cdot \frac{p_a}{p} \end{aligned}$$

les pressions sur la couche molle sont donc:

$$\text{au milieu } p_m - \Delta p \cdot \frac{p_m}{p}, \quad \text{aux bords } p_a + \Delta p \cdot \frac{p_a}{p}$$

voir fig. 3.

La compression de la couche molle d'épaisseur  $h$  se monte à:

$$\text{au milieu: } \left( p_m - \Delta p \cdot \frac{p_m}{p} \right) \cdot \frac{h}{K_m}, \quad \text{aux bords: } \left( p_a + \Delta p \cdot \frac{p_a}{p} \right) \cdot \frac{h}{K_a}$$

où  $h$  est l'épaisseur de la couche molle,  $K_m$  et  $K_a$  les modules de compressibilité du terrain de la couche molle sous le milieu de l'ouvrage et ses extrémités. Ces deux dernières valeurs sont à tirer des diagrammes de compression de la terre.

La différence de ces deux compressions correspond à la flèche de l'ouvrage:

$$s = \left( p_m - \Delta p \cdot \frac{p_m}{p} \right) \frac{h}{K_m} - \left( p_a + \Delta p \cdot \frac{p_a}{p} \right) \cdot \frac{h}{K_a}. \quad (8)$$

#### VI° — Détermination de $\Delta p$ .

D'après III on doit avoir:  $f_L = s$ , c'est-à-dire

$$\left( p_m - \Delta p \cdot \frac{p_m}{p} \right) \frac{h}{K_m} - \left( p_a + \Delta p \cdot \frac{p_a}{p} \right) \frac{h}{K_a} = 0,00426 \cdot \frac{\Delta p \cdot L^4 t}{EJ}.$$

Il en résulte que:

$$\Delta p = \frac{h \left( \frac{p_m}{K_m} - \frac{p_a}{K_a} \right)}{0,00426 \cdot \frac{L^4 t}{EJ} + \frac{h}{p} \left( \frac{p_m}{K_m} + \frac{p_a}{K_a} \right)} \quad (9)$$

Dans la plupart des cas  $K_m = K_a = K$ , ce qui simplifie notre équation:

$$\Delta p = \frac{\frac{h}{K} \cdot (p_m - p_a)}{0,00426 \cdot \frac{L^4 t}{EJ} + \frac{p_m + p_a}{p} \cdot \frac{h}{K}} = \frac{p_m - p_a}{0,00426 \cdot \frac{L^4 \cdot t \cdot K}{EJ \cdot h} + \frac{p_m + p_a}{p}} \quad (10)$$

## VII° — Résultat.

La partie de charge supportée par l'ouvrage:  $\Delta p$ , et par le fait même les contraintes de flexion dans ce dernier sont déterminées:

- 1° par la différence des pressions  $p_m - p_a$  (fig. 1) agissant sur la couche molle du sous-sol. La charge  $\Delta p$  croît proportionnellement à cette différence.
- 2° par la longueur  $L$  de l'ouvrage; la charge  $\Delta p$  décroît très rapidement avec l'accroissement de  $L$ . Lorsque  $L$  est très grand,  $\Delta p = 0$ .
- 3° par l'épaisseur  $h$  de la couche molle;  $\Delta p$  croît en même temps que  $h$ .
- 4° par le module de compressibilité  $K$  (rigidité) de la couche molle.  $\Delta p$  diminue avec l'accroissement de la rigidité de la couche molle.
- 5° par la rigidité  $EJ$  de l'ouvrage.  $\Delta p$  croît en même temps que  $EJ$ : un ouvrage complètement mou ne supporte aucune charge  $\Delta p$  et par le fait même aucune flexion; la charge provenant de la compressibilité du sol est plus grande dans un ouvrage très rigide que dans un ouvrage peu rigide.
- 6° Le dernier point ne dit pas encore que les contraintes de flexion sont plus grandes dans un ouvrage rigide que dans une construction molle. L'exemple numérique suivant prouve le contraire.

## VIII° — Exemple numérique.

Soit un réservoir de béton armé (fig. 8) de 24 m de longueur, 12 m de largeur et 4 m de hauteur. Pression à la base  $p = 4,5 \text{ t/m}^2 = 0,45 \text{ atm}$ . Nature

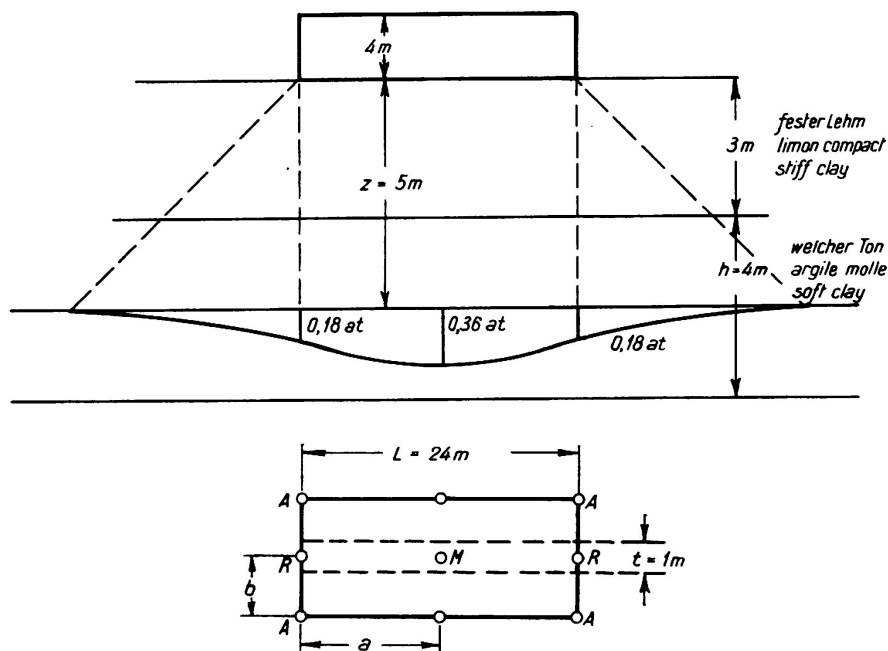


Fig. 8.

du sol: 3 m de limon compact et au-dessous 4 m d'argile molle avec module de compressibilité  $K = 60 \text{ kg/cm}^2$  dans la zone de compression. Détermination de la répartition des pressions suivant *Steinbrenner*:

$$\sigma_R = 0,18 \text{ atm}, \quad \sigma_M = 0,36 \text{ atm}.$$

La base du réservoir est renforcée par des nervures distantes de 3 m et dont les dimensions sont données à la fig. 9. Considérons une bande de largeur  $t = 1$  m le long de l'axe longitudinal du réservoir; cette bande a les caractéristiques suivantes:

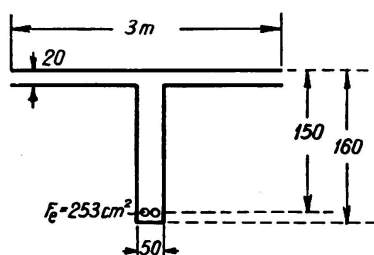


Fig. 9.

$$J = 15,2 \cdot 10^6 \text{ cm}^4,$$

$$F_e = 84,3 \text{ cm}^2;$$

$$W_b = 2,37 \cdot 10^5 \text{ cm}^3, \quad W_e = 1,78 \cdot 10^5 \text{ cm}^3;$$

$$E = 1,5 \cdot 10^5 \text{ atm.}$$

D'après l'équation (10) la charge du réservoir est:

$$\begin{aligned} \Delta p &= \frac{0,36 - 0,18}{0,00426 \cdot \frac{2400^4 \cdot 100 \cdot 60}{1,5 \cdot 10^5 \cdot 15,2 \cdot 10^6 \cdot 400} + \frac{0,36 + 0,18}{0,45}} \\ &= \frac{0,18}{0,93 + 1,2} = \frac{0,18}{2,13} = 0,085 \text{ atm} = 0,85 \text{ t/m}^2. \end{aligned}$$

On calcule d'après l'équation (5) les contraintes dans les nervures

$$M = \frac{1}{20} \cdot 0,85 \cdot 24^2 \cdot 1 = 24,5 \text{ mt}$$

$$\sigma_b = \frac{24,5 \cdot 10^5}{2,37 \cdot 10^5} = 10,3 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_e = 15 \cdot \frac{24,5 \cdot 10^5}{1,78 \cdot 10^5} = 206 \text{ kg/cm}^2.$$

La flèche du réservoir par rapport à sa longueur  $L = 24$  m se monte, d'après l'équation (7), à:

$$f_L = \frac{4,26 \cdot 8,5 \cdot 3,318 \cdot 10^{13} \cdot 10^2}{10^3 \cdot 10^2 \cdot 1,5 \cdot 10^5 \cdot 15,2 \cdot 10^6} = \frac{10^{15}}{10^{16}} \cdot 5,27 = 0,53 \text{ cm.}$$

La compression de la couche molle en sous-sol, c'est-à-dire l'affaissement de la poutre en son milieu atteint, d'après l'équation (8):

$$\left(0,36 - 0,085 \cdot \frac{0,36}{0,45}\right) \cdot \frac{400}{60} = (0,36 - 0,0680) \cdot 6,67 = 1,95 \text{ cm.}$$

L'affaissement à l'extrémité de la poutre est de:

$$\left(0,18 + 0,085 \cdot \frac{0,18}{0,45}\right) \cdot \frac{400}{60} = (0,18 + 0,034) \cdot 6,67 = 1,42 \text{ cm.}$$

#### IX° — Influence de la rigidité de l'ouvrage.

Pour donner une idée de l'influence de la rigidité de l'ouvrage, nous ajouterons ce qui suit à l'exemple numérique donné sous VIII°:

*Hypothèse:* Le moment d'inertie des nervures raidisseuses et leur moment résistant sont:

- a) deux fois plus grands, b) la moitié moins grands que précédemment.

La hauteur de la poutre reste donc inchangée dans cette hypothèse

$$\text{Cas a) } \Delta p = \frac{0,18}{0,46 + 1,2} = \frac{0,18}{1,66} = 0,108 \text{ atm} = 1,08 \text{ t/m}^2.$$

Contraintes dans les nervures:

$$M = \frac{1}{20} \cdot 1,08 \cdot 24^2 \cdot 1 = 31,1 \text{ mt}$$

$$\sigma_b = \frac{31,1 \cdot 10^5}{4,74 \cdot 10^5} = 6,56 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_e = 131 \text{ kg/cm}^2.$$

La flèche du réservoir se monte à  $f_L = 0,334 \text{ cm}$ .

$$\text{Cas b) } \Delta p = \frac{0,18}{1,86 + 1,2} = \frac{0,18}{3,06} = 0,06 \text{ atm} = 0,6 \text{ t/m}^2.$$

Contraintes dans les nervures:

$$M = \frac{1}{20} \cdot 0,6 \cdot 24^2 \cdot 1 = 17,28 \text{ mt}$$

$$\sigma_b = \frac{17,3 \cdot 10^5}{1,19 \cdot 10^5} = 14,5 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_e = 290 \text{ kg/cm}^2.$$

La flèche du réservoir atteint  $f_L = 0,743 \text{ cm}$ .

| Rigidité<br>de l'ouvrage | $\Delta p$<br>t/m <sup>2</sup> | Contraintes                 |                             | Flèche<br>de l'ouvrage |
|--------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|
|                          |                                | dans le béton<br>$\sigma_b$ | dans les fers<br>$\sigma_e$ |                        |
| 1/2 J                    | 0,60                           | 14,5 kg/cm <sup>2</sup>     | 290 kg/cm <sup>2</sup>      | 0,74 cm                |
| J                        | 0,85                           | 10,3 „                      | 206 „                       | 0,53 „                 |
| 2 J                      | 1,08                           | 6,6 „                       | 131 „                       | 0,33 „                 |

L'accroissement de la rigidité de la poutre réduit les contraintes de flexion lorsque la hauteur reste constante.

X° — Hauteur (rigidité) optima des poutres d'un ouvrage.

Il est aussi intéressant de savoir quelle influence a la *variation de la hauteur des poutres* sur la grandeur des contraintes. Pour cela considérons une simple section rectangulaire, comme l'indique la fig. 10;  $W = \frac{1}{6} tH^2$ ,  $J = \frac{1}{12} tH^3 = \frac{H}{2} \cdot W$ . D'après les équations (5) et (10) on a:

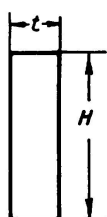


Fig. 10.

$$M = \frac{1}{20} \cdot \Delta p \cdot L^2 t$$

$$= \frac{1}{20} \cdot L^2 t \cdot \frac{p_m - p_a}{\frac{\alpha L^4 \cdot t \cdot K}{EJ \cdot h} + \frac{p_m + p_a}{p}}$$

La contrainte de flexion est simplement

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{L^2 \cdot t}{20 W} \cdot \frac{p_m - p_a}{\frac{\alpha L^4 \cdot t \cdot K}{EJ \cdot h} + \frac{p_m + p_a}{p}}$$

et en introduisant les abréviations  $p' = p_m - p_a$  et  $p'' = \frac{p_m + p_a}{p}$ , ainsi qu'en remplaçant  $J$  et  $W$  par leurs valeurs :

$$\sigma = \frac{3 L^2 \cdot p' \cdot E \cdot h \cdot H}{120 \alpha \cdot L^4 \cdot K + 10 p'' \cdot H^3 \cdot E \cdot h}$$

Et, en introduisant les abréviations

$$\beta = 3 L^2 \cdot p' \cdot E \cdot h, \quad \gamma = 120 \alpha \cdot L^4 \cdot K, \quad \delta = 10 p'' \cdot E \cdot h$$

notre équation se résume à

$$\sigma = \frac{\beta \cdot H}{\gamma + \delta \cdot H^3}$$

On obtient la contrainte de flexion maxima à partir de la condition  $\frac{d\sigma}{dH} = 0$

$$H = \sqrt[3]{\frac{6 \alpha \cdot L^4 \cdot K}{p'' \cdot E \cdot H}} \quad (11)$$

On arrive au résultat tout-à-fait intéressant qu'il existe une *hauteur de poutre H défavorable* pour laquelle la *contrainte  $\sigma$  est maxima*. Avec les valeurs de l'exemple numérique ci-dessus, on obtient

$$\beta = 3 \cdot 2,4^2 \cdot 10^6 \cdot 0,18 \cdot 1,5 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 10^2 = 18,65 \cdot 10^{13} \text{ kg}^2 \text{ cm}^{-1}$$

$$\gamma = 1,2 \cdot 10^2 \cdot 4,26 \cdot 10^{-3} \cdot 2,4^4 \cdot 10^{12} \cdot 6 \cdot 10 = 10,16 \cdot 10^{14} \text{ kg cm}^2$$

$$\delta = 10 \cdot 1,2 \cdot 1,5 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 10^2 = 7,2 \cdot 10^8 \text{ kg cm}^{-1}$$

$$H = \sqrt[3]{\frac{25,56 \cdot 10^{-3} \cdot 33,17 \cdot 10^{12} \cdot 6 \cdot 10}{1,2 \cdot 1,5 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 10^2}} = \sqrt[3]{706 \cdot 10^3} = 89 \text{ cm} = 0,9 \text{ m.}$$

$$\sigma = \frac{18,65 \cdot 10^{15} \cdot H}{10,16 \cdot 10^{14} + 7,2 \cdot 10^{14} H^3} = \frac{186,5 \cdot H}{10,16 + 7,2 H^3},$$

lorsque  $H$  est exprimé en m.

Le calcul avec différentes valeurs de  $H$  donne :

$$\begin{array}{cccccccccc} H = & 0,3 & 0,5 & 0,7 & 0,8 & 0,9 & 1,0 & 1,1 & 1,3 & 1,5 \text{ m} \\ \sigma = & 5,51 & 8,43 & 10,33 & 10,75 & 10,90 & 10,85 & 10,38 & 9,32 & 8,13 \text{ kg/cm}^2. \end{array}$$

La fig. 11 donne la représentation graphique de cette relation.

Lorsque la hauteur de la poutre se trouve *au-dessous* de la valeur la plus défavorable, les contraintes sont *plus faibles* dans la poutre, car cette dernière est *plus molle*, possède une rigidité moins grande et s'adapte mieux aux affaissements du sol.

Lorsque par contre la hauteur de la poutre se trouve *au-dessus* de la valeur  $H = 0,90$  m, les contraintes de flexion deviennent également *plus faibles* dans la poutre, car cette dernière est plus rigide et prend une plus grande partie de la charge, cependant son moment résistant croît avec le carré de la hauteur et

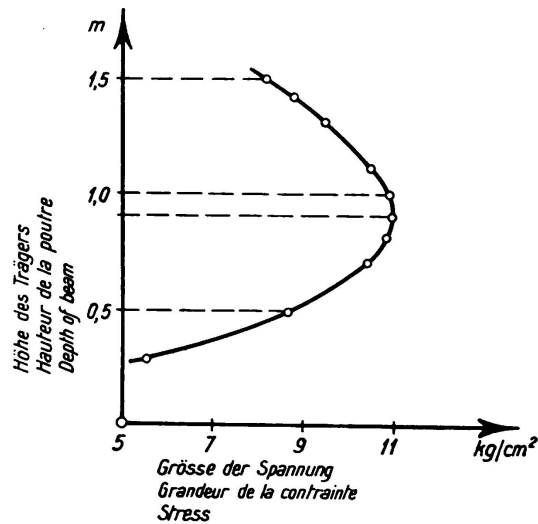


Fig. 11.

elle supporte plus facilement les moments de flexion produits par la charge plus grande.

On peut en tirer la *règle importante* qu'il faut donner aux ouvrages construits sur un sol compressible, une grande flexibilité qui leur permette de *suivre facilement les fléchissements* (ouvrages mous, décomposés par des joints en différentes parties) ou, au contraire, les rendre *très rigides et inflexibles* afin qu'ils puissent supporter facilement toutes les contraintes de flexion. *L'intermédiaire est ici mauvais*; il engendre dans l'ouvrage *les contraintes relativement les plus grandes*.