

IN NEDERLANDSCH-INDIË

Orgaan der Groep Ned.-Indië van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs,
Maandblad gewijd aan de Techniek en Wetenschap in Ned.-Indië,
waarin opgenomen

De Waterstaats-Ingenieur, opgericht in 1913

en

De Mijningenieur, opgericht in 1919.

Commissie van Toezicht:

jhr. ir. H. S. van Lennep,
ir. W. Holleman,
ir. F. M. Ch. Berkhout.

Commissie van Redactie:

Voorzitter: prof. ir. P. P. Bijlaard;
Leden: ir. G. Meesters,
dr. ir. Tan Sin Hok.

Prijs per jaargang: f 20,—

Afzonderlijke nummers: f 2,—

Redactie-adres (zonder vermelding van persoonsnamen): Huygensweg 22, Bandoeng.

Adres voor administratie en abonnementen: Bragaweg 38, Bandoeng.

Adres voor advertenties: Firma G. Kolff & Co., Batavia-Centrum.

I. ALGEMEEN GEDEELTE.

INHOUD: Afleiding van eenvoudige gebruiksformules en grafieken ter bepaling van het plooi-gevaar van de wanden van vloestalen staafprofielen, door prof. ir. P. P. Bijlaard. — Het bouwen in seismisch gebied (1ste vervolg), door C. P. Brest van Kempen. — Over de verhouding der momenten in den onder- en bovenrand van raamliggers, door V. r. — De oneindig stijve ligger over de geheele lengte elastisch ondersteund, door H. J. o h a n n e s. — Berichten van allerlei aard. — Boekbespreking. — Personalia. — Koninklijk Instituut van Ingenieurs: Bestuursmededeelingen.

Afleiding van eenvoudige gebruiksformules en grafieken ter bepaling van het plooi-gevaar van de wanden van vloestalen staafprofielen

door

prof. ir. P. P. BIJLAARD.

Korte Inhoud.

In aansluiting op schrijvers artikel in *De Ingenieur in Ned.-Indië* No. 2 (1939), waarin de exacte plooi-voorwaarden werden afgeleid voor hoed- en doosprofielen voor elastisch en plastisch gebied, wordt een meer algemeene plooi-voorwaarde afgeleid, eveneens geldig zoowel voor elastisch als plastisch plooien. Hieruit worden ook de plooi-voorwaarden voor T-, I-, U- en Π -profielen verkregen. Daarna worden voor de meest gebruikelijke staafprofielen practische gebruiksformules afgeleid, welke een coëfficiënt γ bevatten, die grafisch wordt voorgesteld. Ook deze eenvoudige gebruiksformules leveren nauwkeurige uitkomsten.

1. Afleiding der exacte plooi-voorwaarden voor het plastische gebied.

In een vorig artikel ¹⁾ gaven we reeds aan, hoe de plooi-spanning van de wanden van samengestelde staafprofielen, zooals het in fig. 1 voorgestelde hoed-profiel en het in fig. 2 voorgestelde doosprofiel, exact berekend kan worden, zoowel voor het elastische als voor het plastische gebied. De platen die, indien aan

de zijden vrij opgelegd op de andere platen, de laagste plooi-spanning zouden hebben, worden de „plooiende” platen genoemd, met de afmetingen b en h ; de andere worden de „verstijvende” platen genoemd, met de afmetingen b' en h' . Voor de in fig. 1 en 2 voor-

gestelde profielen zal dan steeds $\frac{b}{h} > \frac{b'}{h'}$ zijn.

Recapituleerende geldt bij geheel plastisch gedachte plaat, zoowel voor de „plooiende” als voor de

1) Bijlaard. Exacte berekening voor het plooien van de wanden der in den bruggenbouw gebruikelijke staafprofielen. *De Ingenieur in Ned.-Indië*, No. 2 (1939).

„verstijvende” platen, de in verg. (2) van bedoeld artikel ¹⁾ gegeven differentiaalvergelijking ²⁾:

$$EI \left\{ A \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (B + C + 4F) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right\} + h \sigma_p \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \dots\dots (1)$$

Hierin is bij een willekeurige even vóór het plooiën in de plaat heerschenden spanningstoestand ρ_1, ρ_2 0 in het plastische gebied:

$$A = \frac{\varphi_1}{\varphi_4}, B = \frac{\varphi_2}{\varphi_4} = C, D = \frac{\varphi_3}{\varphi_4},$$

$$F = \frac{m}{2m + 2 + 3em} \dots\dots\dots (2)$$

waarin weer:

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= m^2 (1 - 2\beta) \{ (1 - 2\beta)^2 E + (4\eta^2 + 3e) \operatorname{tg} \varphi \} \\ \varphi_2 &= m (1 - 2\beta) \{ (2 - \beta) (1 - 2\beta) mE + (4\eta^2 + 3em\beta) \operatorname{tg} \varphi \} \\ \varphi_3 &= m^2 (1 - 2\beta) \{ (2 - \beta)^2 E + (4\eta^2 + 3e\beta^2) \operatorname{tg} \varphi \} \\ \varphi_4 &= m (1 - 2\beta) \{ (5m - 4) (1 + \beta^2) + 2(5 - 4m)\beta + 3em\eta^2 \} E + [4(m^2 - 1)(1 - 2\beta)\eta^2 + 3em\{2(1 - m\beta)\eta^2 + (m - 2)(1 - \beta^2)\}] \operatorname{tg} \varphi. \end{aligned}$$

2) Bijlaard. A theory of plastic buckling with its application to geophysics. *Proceedings Kon. Ned. Akademie v. Wet.* No. 5 (1938).

idem. A theory of plastic stability and its application to thin plates of structural steel. *Proceedings Kon. Ned. Akademie v. Wet.* No. 7 (1938).

Hierin is verder $\beta = \frac{\rho_2}{\rho_1}$ en $\eta^2 = \beta^2 - \beta + 1$.

Bij gedrukte staafprofielen is $\rho_2 = 0$, $\beta = 0$ en $\eta^2 = 1$, zoodat hier:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= m^2 \{ E + (4 + 3e) \operatorname{tg} \varphi \} \\ \varphi_2 &= 2m (mE + 2 \operatorname{tg} \varphi) \\ \varphi_3 &= 4m^2 (E + \operatorname{tg} \varphi) \\ \varphi_4 &= m (5m - 4 + 3em) E + \{ 4(m^2 - 1) + 3em^2 \} \operatorname{tg} \varphi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

De hoek φ stelt hierin den hellingshoek van het σ, ε_p -diagram voor, als ε_p de bij de plooienspanning $\rho_1 = \sigma$ optredende plastische specifieke verkorting

voorstelt, zoodat $\operatorname{tg} \varphi = \frac{d\sigma}{d\varepsilon_p}$. Verder wordt $\varepsilon_p =$

$= e \frac{\sigma_v}{E}$ genoemd, zoodat $e = \frac{E \varepsilon_p}{\sigma_v}$. Verder is m de elastische contractie-coëfficiënt, die bij vloeistaal ongeveer $\frac{10}{3}$ bedraagt. E is de gewone elasticiteits-

modulus $= 2100 \text{ t/cm}^2$. $I = \frac{h^3}{12}$ is het traagheidsmoment per eenheid van breedte van de plaat.

Is nu voor de „plooiende” plaat — in fig. 1 en 2 de horizontale platen — de algemeene oplossing van de differentiaalvergelijking (1):

$$w = (C_1 \cosh \alpha_1 y + C_2 \sinh \alpha_1 y + C_3 \cos \alpha_2 y + C_4 \sin \alpha_2 y) \cos \frac{p \pi x}{a} \dots\dots\dots (4)$$

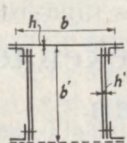


Fig. 1.

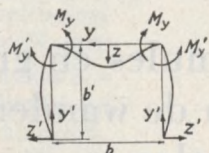


Fig. 2.

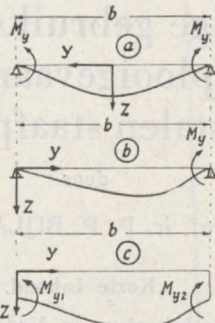


Fig. 3.

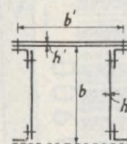


Fig. 4.

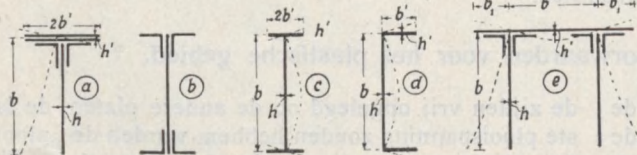
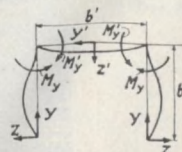


Fig. 5.

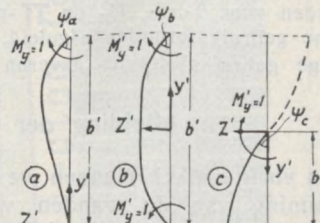


Fig. 6.

Fig. 1. Profil 1 van Tabel I.

Fig. 2. Profil 2 van Tabel I.

Fig. 3. Randvoorwaarden der „plooiende” platen.

Fig. 4. Profil 4 van Tabel I.

Fig. 5. Verschillende staafprofielen, waarbij de wijze van plooiën in stippellijnen is aangegeven.

Fig. 6. Randvoorwaarden der „verstijvende” platen.

waarbij de X -as in de staafrichting is gekozen en:

$$\alpha_{1,2} = \sqrt{\pm G \lambda^2 + \lambda \sqrt{H \lambda^2 + K \varphi^2}} \dots\dots (5)$$

$$\lambda = \frac{p \pi}{a}, \quad \varphi^2 = \frac{h \sigma_P}{E I}.$$

$$G = \frac{B + 2F}{D}, \quad H = \frac{(B + 2F)^2 - AD}{D^2} \text{ en}$$

$$K = \frac{1}{D} \dots\dots\dots (6)$$

dan geldt voor de „verstijvende” plaat, in *fig. 1* en *2* de verticale platen, de vergelijking ¹⁾:

$$w' = (C_1' \cosh \alpha_1' y' + C_2' \sinh \alpha_1' y' + C_3' \cos \alpha_2' y' + C_4' \sin \alpha_2' y') \cos \frac{p \pi x}{a} \dots (7)$$

met:

$$\alpha_{1,2}' = \sqrt{\pm G \lambda^2 + \lambda \sqrt{H \lambda^2 + K \varphi'^2}} \dots\dots (8)$$

en:

$$\varphi'^2 = \frac{h' \sigma_P}{E I'}$$

$I' = \frac{h'^3}{12}$ is het traagheidsmoment van de „verstijvende” platen.

Voor de horizontale plooiende platen in *fig. 1* en *2*, in *fig. 3a* afzonderlijk voorgesteld, gelden nu de volgende randvoorwaarden. Ten eerste is $w = 0$ voor

$y = \pm \frac{b}{2}$. Wordt verder de hoekverdraaiing, die de

verstijvende platen tengevolge van een moment $M_y' = 1$ ondergaan, ψ genoemd ³⁾, dan zal, daar volgens *fig. 1* en *2* het moment $M_y = M_y'$ is, de hoek-

verdraaiing van de „plooiende” platen voor $y = \pm \frac{b}{2}$ gelijk zijn aan:

$$+\frac{\partial w}{\partial y} = M_y' \psi = M_y \psi \dots\dots\dots (9)$$

Verder is, daar hier $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$ is, voor $y = \pm \frac{b}{2}$ ¹⁾:

$$M_y = E I D \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \dots\dots\dots (10)$$

Invulling van (10) in (9) geeft dan als verdere randvoorwaarden:

$$\frac{\partial w}{\partial y} \pm \theta \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \dots\dots\dots (11)$$

waarin dus:

$$\theta = E I D \psi \dots\dots\dots (12)$$

Invulling van (4) in de randvoorwaarden $w = 0$ en (11) leidt volgens verg. (20) van ons voorgaand artikel

3) Hoewel volgens ons in noot 1) genoemd artikel $M_y' = M \cos \frac{p \pi x}{a}$ sinusvormig verloopt, kan toch van een hoekverdraaiing door een moment = 1 gesproken worden, daar volgens bedoeld artikel en de in het volgende gegeven berekeningen ψ steeds evenredig is aan M_y' .

tot de volgende plooivoorwaarde voor de in *fig. 1*, *2* en *3a* voorgestelde „plooiende” platen ¹⁾:

$$\alpha_1 \operatorname{tgh} \frac{\alpha_1 b}{2} + \alpha_2 \operatorname{tg} \frac{\alpha_2 b}{2} + (\alpha_1^2 + \alpha_2^2) \theta = 0 \dots\dots\dots (13)$$

Deze plooivoorwaarde geldt dus in het algemeen wanneer de „verstijvende” platen, waaraan de „plooiende plaat” ter weerszijden bevestigd is, als gevolg van een moment = 1 een gelijke hoekverdraaiing ψ ondervinden, waarbij dan verder $\theta = E I D \psi$ is.

Bij een staafprofiel volgens *fig. 4* zijn bijv. de verticale platen de „plooiende” platen, waarvoor dus $\frac{b}{h} > \frac{b'}{h'}$ is. Ze zullen alleen aan de bovenzijde door de „verstijvende” horizontale plaat een weerstand tegen hoekverdraaiing ondervinden, zooals in *fig. 3b* (90° gedraaid) is voorgesteld. Met dezelfde beteekenis van ψ zal dan volgens het voorgaande voor $y = b$ de hoekverdraaiing gelijk zijn aan:

$$-\frac{\partial w}{\partial y} = M_y' \psi = M_y \psi = E I D \psi \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \theta \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}.$$

Terwijl voor $y = 0$ de doorbuiging w en het moment M_y nul zijn ⁴⁾, dus de randvoorwaarden luiden:

$$w = 0 \dots\dots (I) \text{ en } \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \dots\dots (II),$$

gelden dus voor $y = b$ de volgende randvoorwaarden:

$$w = 0 \dots\dots (III) \text{ en } \frac{\partial w}{\partial y} + \theta \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \dots\dots (IV)$$

Invulling van (4) in de randvoorwaarden (I) en (II) leidt tot het resultaat:

$$C_1 = C_3 = 0.$$

Invulling in de voorwaarden (III) en (IV) geeft dan verder de twee vergelijkingen:

$$C_2 \sinh \alpha_1 b + C_4 \sin \alpha_2 b = 0 \text{ en } C_2 \{ \alpha_1 \cosh \alpha_1 b + \theta \alpha_1^2 \sinh \alpha_1 b \} + C_4 \{ \alpha_2 \cos \alpha_2 b - \theta \alpha_2^2 \sin \alpha_2 b \} = 0.$$

Deze leveren alleen van nul verschillende waarden voor C_2 en C_4 als de noemerdeterminant van het stelsel nul is. Dit levert als plooivoorwaarde:

$$\alpha_1 \cotg \alpha_1 b - \alpha_2 \cotg \alpha_2 b + (\alpha_1^2 + \alpha_2^2) \theta = 0 \dots\dots\dots (14)$$

Bij de in *fig. 5* voorgestelde staafprofielen gelden voor de „plooiende” platen, met breedte b , meer gecompliceerde randvoorwaarden, daar hier niet, zooals bij de profielen van *fig. 1*, *2* en *4*, de doorbuigingen w van de beide zijden nul gesteld mogen worden. Als algemeen geval nemen we aan, dat de „plooiende” plaat aan beide zijden $y = 0$ en $y = b$ (*fig. 3c*) ondersteund wordt door „balken”, (de „verstijvende” platen) met verschillende buigingsstijfeden, resp. B_1 en B_2 genoemd en verschillende doorsneden O_1 en O_2 , ter-

4) De onderranden van het profiel zijn door een koppeling (vakwerk of koppelplaatjes) verbonden, zoodat $w = 0$ gesteld kan worden. Verder wordt hier overal de weerstand tegen verdraaiing van de hoekijzers buiten beschouwing gelaten, zoodat ook $M_y = 0$ gesteld wordt.

wijl de factor θ , die een maat geeft voor de door de verstijvende platen toegelaten hoekverdraaiing, verschillend is, n.l. resp. θ_1 en θ_2 .

Voor $y = 0$ zal het verschil dQ tusschen de op een elementje dx van den „balk” werkende dwarskrachten,

waarvoor ook te schrijven is $B_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} dx$, even-

wicht moeten maken met de door de „plooiende” plaat geleverde aequivalente belasting p_y en de resultante van de drukkrachten $O_1 \sigma_P$ die op het elementje werken, hetgeen uitgedrukt wordt door de vergelijking ⁵⁾:

$$B_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = p_y - O_1 \sigma_P \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \dots\dots\dots (15)$$

De aequivalente belasting p_y van de plaat wordt voor het plastische gebied, dat het elastische als bijzonder geval insluit, zooals vroeger reeds werd afgeleid ⁶⁾, gegeven door de vergelijking:

$$p_y = -EI \left\{ D \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (B + 4F) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right\} \dots (16)$$

zoodat de eerste randvoorwaarde voor $y = 0$ wordt:

$$B_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + EI \left\{ D \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (B + 4F) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right\} + O_1 \sigma_P \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \dots\dots\dots (I)$$

Dezelfde randvoorwaarde werd reeds vroeger voor een flens van een gelijkzijdig hoekstaal afgeleid, met het eenige verschil, dat daar de buigingsstijfheid en de doorsnede van de „balk” resp. door EI en $\frac{1}{2}O$ werden voorgesteld, zoodat voor een meer uitvoerige toelichting daarnaar verwezen moge worden ⁶⁾.

Als de eenheid van moment bij $y = 0$ een hoekverdraaiing ψ_1 geeft, zal de hoekverdraaiing daar zijn (fig. 3c):

$$\frac{\partial w}{\partial y} = M_{y1}' \psi_1 = M_{y1} \psi_1 \dots\dots\dots (17)$$

Het negatieve moment M_{y1} in fig. 3c wordt gegeven door in de uitdrukking voor het moment M_y het negatieve teeken door een plusteken te vervangen, zoodat ²⁾:

$$M_{y1} = EI \left(C \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right).$$

Daar $C = B^2$) geeft invulling van M_{y1} in (17), als weer $EID \psi_1 = \theta_1$ wordt gesteld:

$$\frac{\partial w}{\partial y} - \theta_1 \left(\frac{B}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0 \dots\dots\dots (II)$$

hetgeen dus de tweede randvoorwaarde voor $y = 0$ geeft.

Op overeenkomstige wijze vinden we als randvoorwaarden voor $y = b$:

5) Verg. Timoshenko. Theory of elastic stability. p. 346 (1936).

6) Bijlaard. Nauwkeurige berekening van de plooi spanning van hoekstalen, zoowel voor het elastische als voor het plastische gebied. *De Ingenieur in Ned.-Indië*. No. 3 (1939), verg. (33).

$$B_2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} - EI \left\{ D \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (B + 4F) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right\} + O_2 \sigma_P \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \dots\dots\dots (III)$$

$$\frac{\partial w}{\partial y} + \theta_2 \left(\frac{B}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0 \dots\dots\dots (IV)$$

Volgens verg. (4) is:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -(C_1 \cosh \alpha_1 y + C_2 \sinh \alpha_1 y + C_3 \cos \alpha_2 y + C_4 \sin \alpha_2 y) \left(\frac{p \pi}{a} \right)^2 \cos \frac{p \pi x}{a}.$$

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = (C_1 \cosh \alpha_1 y + C_2 \sinh \alpha_1 y + C_3 \cos \alpha_2 y + C_4 \sin \alpha_2 y) \left(\frac{p \pi}{a} \right)^4 \cos \frac{p \pi x}{a}.$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = -(C_1 \alpha_1 \sinh \alpha_1 y + C_2 \alpha_1 \cosh \alpha_1 y - C_3 \alpha_2 \sin \alpha_2 y + C_4 \alpha_2 \cos \alpha_2 y) \left(\frac{p \pi}{a} \right)^2 \cos \frac{p \pi x}{a}.$$

$$\frac{\partial w}{\partial y} = (C_1 \alpha_1 \sinh \alpha_1 y + C_2 \alpha_1 \cosh \alpha_1 y - C_3 \alpha_2 \sin \alpha_2 y + C_4 \alpha_2 \cos \alpha_2 y) \cos \frac{p \pi x}{a}.$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = (C_1 \alpha_1^2 \cosh \alpha_1 y + C_2 \alpha_1^2 \sinh \alpha_1 y - C_3 \alpha_2^2 \cos \alpha_2 y - C_4 \alpha_2^2 \sin \alpha_2 y) \cos \frac{p \pi x}{a}.$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} = (C_1 \alpha_1^3 \sinh \alpha_1 y + C_2 \alpha_1^3 \cosh \alpha_1 y + C_3 \alpha_2^3 \sin \alpha_2 y - C_4 \alpha_2^3 \cos \alpha_2 y) \cos \frac{p \pi x}{a}.$$

Worden deze waarden in de 4 randvoorwaarden ingevuld en wordt dan in (I) en (II) $y = 0$ en in (III) en (IV) $y = b$ gesteld, dan volgt daaruit na rangschikking naar de constanten het volgende systeem van vergelijkingen:

$$\left. \begin{aligned} s_1 C_1 + \alpha_1 r C_2 + s_1 C_3 - \alpha_2 q C_4 &= 0 \\ -\theta_1 q C_1 + \alpha_1 C_2 + \theta_1 r C_3 + \alpha_2 C_4 &= 0 \\ (s_2 \cosh \alpha_1 b - \alpha_1 r \sinh \alpha_1 b) C_1 + \\ + (s_2 \sinh \alpha_1 b - \alpha_1 r \cosh \alpha_1 b) C_2 + \\ + (s_2 \cos \alpha_2 b - \alpha_2 q \sin \alpha_2 b) C_3 + \\ + (s_2 \sin \alpha_2 b + \alpha_2 q \cos \alpha_2 b) C_4 &= 0 \\ (\theta_2 q \cosh \alpha_1 b + \alpha_1 \sinh \alpha_1 b) C_1 + \\ + (\theta_2 q \sinh \alpha_1 b + \alpha_1 \cosh \alpha_1 b) C_2 - \\ - (\theta_2 r \cos \alpha_2 b + \alpha_2 \sin \alpha_2 b) C_3 - \\ - (\theta_2 r \sin \alpha_2 b - \alpha_2 \cos \alpha_2 b) C_4 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (18)$$

waarin:

$$q = \alpha_1^2 - \frac{B}{D} \lambda^2, \quad r = \alpha_2^2 + \frac{B}{D} \lambda^2,$$

$$s_{1.2} = \frac{\lambda^2}{E I D} (B_{1.2} \lambda^2 - O_{1.2} \sigma_P) \text{ en } \lambda = \frac{p \pi}{a} \quad \dots\dots\dots (18a)$$

Dit systeem geeft weer alleen van nul verschillende waarden voor de constanten als de noemerdeterminant nul is, hetgeen de volgende plooivoorwaarde levert:

$$\begin{aligned} & [\alpha_1^2 \{ s_1 s_2 - \alpha_2^2 t^2 - (\theta_1 s_2 + \theta_2 s_1) r^2 + \theta_1 \theta_2 r^4 \} - \\ & - \alpha_2^2 \{ s_1 s_2 - (\theta_1 s_2 + \theta_2 s_1) q^2 + \theta_1 \theta_2 q^4 \} + \\ & + \theta_1 \theta_2 s_1 s_2 t^2] \sinh \alpha_1 b \sin \alpha_2 b - \alpha_1 \alpha_2 [2 s_1 s_2 - \\ & - (\theta_1 + \theta_2) (s_1 + s_2) t^2 + 2 (\theta_1 s_2 + \theta_2 s_1) q r + \\ & + 2 \theta_1 \theta_2 q^2 r^2] \cosh \alpha_1 b \cos \alpha_2 b + \alpha_2 t [\alpha_1^2 \{ s_1 + s_2 - \\ & - (\theta_1 + \theta_2) r^2 \} - (\theta_1 + \theta_2) s_1 s_2 + \theta_1 \theta_2 (s_1 + \\ & + s_2) q^2] \sinh \alpha_1 b \cos \alpha_2 b + \alpha_1 t [\alpha_2^2 \{ s_1 + s_2 - \\ & - (\theta_1 + \theta_2) q^2 \} + (\theta_1 + \theta_2) s_1 s_2 - \theta_1 \theta_2 (s_1 + \\ & + s_2) r^2] \cosh \alpha_1 b \sin \alpha_2 b + 2 \alpha_1 \alpha_2 [s_1 s_2 + (\theta_1 s_2 + \\ & + \theta_2 s_1) q r + \theta_1 \theta_2 q^2 r^2] = 0 \quad \dots\dots\dots (19) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{waarin verder: } t &= q + r = \alpha_1^2 + \alpha_2^2 = \\ &= 2 \lambda \sqrt{H \lambda^2 + K \varphi^2} \quad \dots\dots\dots (19a) \end{aligned}$$

De grootten van θ_1 en θ_2 hangen af van den weerstand tegen verbuiging van de „verstijvende” platen. Zijn, zooals in *fig. 1*, de „verstijvende” platen als vrij opgelegd te beschouwen en ondervinden ze slechts aan één zijde een moment M_y' , dan is volgens verg. (17) van ons in noot 1) genoemde artikel de hoekverdraaiing ψ_a van de „verstijvende” platen door de eenheid van moment gelijk aan (zie ook *fig. 6a*, waar een „verstijvende” plaat afzonderlijk is voorgesteld):

$$\psi_a = - \frac{\partial w'}{\partial y'} = \frac{\alpha_1' \cotg \alpha_1' b' - \alpha_2' \cotg \alpha_2' b'}{E I' D (\alpha_1'^2 + \alpha_2'^2)}$$

waaruit volgt, dat:

$$\begin{aligned} \theta_a &= E I D \psi_a = \\ &= \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \frac{\alpha_1' \cotg \alpha_1' b' - \alpha_2' \cotg \alpha_2' b'}{\alpha_1'^2 + \alpha_2'^2} \quad \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

welke vergelijking identiek is met verg. (19) van onze bovenbedoelde verhandeling. Als $\frac{h'}{h}$ vrij groot wordt,

bijv. 2, kan α_2' imaginair worden. De oplossing van (1) is dan:

$$\begin{aligned} w' &= (C_1'' \cosh \alpha_1'' y' + C_2'' \sinh \alpha_1'' y' + \\ &+ C_3'' \cosh \alpha_2'' y' + C_4'' \sinh \alpha_2'' y') \cos \frac{p \pi x}{a} \quad \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

$$\text{met: } \alpha_{1.2}'' = \sqrt{G \lambda^2 \pm \lambda \sqrt{H \lambda^2 + K \varphi^2}} \quad \dots\dots\dots (22)$$

waardoor, zooals vroeger ¹⁾ reeds nader werd toege-licht, θ_a de volgende waarde krijgt:

$$\theta_a = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \frac{\alpha_1'' \cotg \alpha_1'' b' - \alpha_2'' \cotg \alpha_2'' b'}{\alpha_1''^2 - \alpha_2''^2} \quad \dots\dots\dots (23)$$

welke vergelijking ook direct verkregen kan worden door in verg. (20) $\alpha_1' = \alpha_1''$ en $\alpha_2' = i \alpha_2''$ te stellen.

Worden de „verstijvende” platen, zooals in *fig. 2*, aan beide zijden door een moment M_y' belast, zoo-

als in *fig. 6b* nog afzonderlijk is geteekend, dan wordt, zooals vroeger ¹⁾ reeds werd afgeleid:

$$\theta_b = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \frac{\alpha_1' \tgh \frac{\alpha_1' b'}{2} + \alpha_2' \tgh \frac{\alpha_2' b'}{2}}{\alpha_1'^2 + \alpha_2'^2} \quad \dots\dots\dots (24)$$

en, als α_2' imaginair wordt, dus $\alpha_1' = \alpha_1''$ en $\alpha_2' = i \alpha_2''$:

$$\theta_b = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \frac{\alpha_1'' \tgh \frac{\alpha_1'' b'}{2} - \alpha_2'' \tgh \frac{\alpha_2'' b'}{2}}{\alpha_1''^2 - \alpha_2''^2} \quad \dots\dots\dots (25)$$

Er zijn nog verschillende andere randvoorwaarden voor de „verstijvende” platen mogelijk, maar we zullen hier voorloopig nog alleen het geval onderzoeken, dat zich bij T-profielen (*fig. 5a*) voordoet. We beschouwen één helft van de „verstijvende” plaat — de horizontale plaat — die bijv. een totale breedte $2 b'$ en een dikte h' moge hebben. Door de „plooiende” plaat — de verticale plaat — wordt de „verstijvende” plaat ongeveer volgens *fig. 6c* (waar ze 90° gedraaid is) verbogen.

Voor $y' = 0$ is dus $w' = 0$ en, daar M_y' weer sinusvormig zal verlopen, $M_y' = M \cos \frac{p \pi x}{a}$. Voor de

vrije rand bij $y' = b'$ is het moment $M_y' = 0$, terwijl ook de aequivalente belasting $p_y' = 0$ moet zijn. Met de vroeger reeds afgeleide uitdrukkingen voor M_y ²⁾ en p_y ⁶⁾ wordt dus voor $y' = 0$:

$$\begin{aligned} w' &= 0, \quad \dots\dots\dots (I) \text{ en } M_y' = - E I' D \frac{\partial^2 w'}{\partial y'^2} = \\ &= M \cos \frac{p \pi x}{a} \quad \dots\dots\dots (II) \end{aligned}$$

en voor $y' = b'$:

$$\begin{aligned} B \frac{\partial^2 w'}{\partial x^2} + D \frac{\partial^2 w'}{\partial y'^2} &= 0 \quad \dots\dots\dots (III) \text{ en } \\ D \frac{\partial^3 w'}{\partial y'^3} + (B + 4F) \frac{\partial^3 w'}{\partial x^2 \partial y'} &= 0 \quad \dots\dots\dots (IV). \end{aligned}$$

Uit (I) en (II) volgt na invulling van w' volgens verg. (7) en $y' = 0$ stellende:

$$C_1' = - \frac{M}{E I' D (\alpha_1'^2 + \alpha_2'^2)}, \quad C_3' = - C_1' \quad \dots\dots\dots (26)$$

Uit (III) en (IV), welke vergelijkingen, met uitzondering van de accenten, identiek zijn met de vroeger ⁷⁾ reeds voor een vrijen rand afgeleide voorwaarden, volgen na invulling van w' volgens verg. (7) hier ook weer dezelfde vergelijkingen als daar ⁸⁾, zij het dan voorzien van accenten, n.l.:

$$\begin{aligned} (q' \cosh \alpha_1' b') C_1' + (q' \sinh \alpha_1' b') C_2' - \\ - (r' \cos \alpha_2' b') C_3' - (r' \sin \alpha_2' b') C_4' &= 0 \\ (\alpha_1' r' \sinh \alpha_1' b') C_1' + (\alpha_1' r' \cosh \alpha_1' b') C_2' + \\ + (\alpha_2' q' \sin \alpha_2' b') C_3' - (\alpha_2' q' \cos \alpha_2' b') C_4' &= 0. \end{aligned}$$

waarin dus:

7) Lit. noot 6, verg. (III) en (IV), p. I. 43.

8) idem, de 3de en 4de vergelijking van verg. (38).

$$q' = \alpha_1'^2 - \frac{B}{D} \lambda^2, \quad r' = \alpha_2'^2 + \frac{B}{D} \lambda^2 \text{ en}$$

$$\lambda = \frac{p \pi}{a} \text{)}.$$

Wordt in deze vergelijkingen volgens (26) $C_3' = -C_1'$ gesteld, dan volgt daaruit:

$$\left. \begin{aligned} C_2' &= \frac{\alpha_1' r'^2 \sinh \alpha_1' b' \sin \alpha_2' b' - \alpha_2' q'^2 \cosh \alpha_1' b' \cos \alpha_2' b' - \alpha_2' q' r'}{\alpha_2' q'^2 \sinh \alpha_1' b' \cos \alpha_2' b' - \alpha_1' r'^2 \cosh \alpha_1' b' \sin \alpha_2' b'} C_1' \\ \text{en} \\ C_4' &= - \frac{\alpha_2' q'^2 \sinh \alpha_1' b' \sin \alpha_2' b' + \alpha_1' r'^2 \cosh \alpha_1' b' \cos \alpha_2' b' + \alpha_1' q' r'}{\alpha_2' q'^2 \sinh \alpha_1' b' \cos \alpha_2' b' - \alpha_1' r'^2 \cosh \alpha_1' b' \sin \alpha_2' b'} C_1' \end{aligned} \right\} \dots (27)$$

Nu is volgens verg. (12) en fig. 6c:

$$\theta_c = E I D \psi_c = E I D \frac{\partial w'}{\partial y'} \text{ voor } y' = 0 \text{ en } M_{y'} = 1,$$

zoodat volgens verg. (7):

$$\theta_c = E I D (C_2' \alpha_1' + C_4' \alpha_2') \cos \frac{p \pi x}{a}.$$

Worden hierin de waarden C_2' en C_4' volgens verg. (27) en (26) ingevuld en wordt erop gelet dat

$$M \cos \frac{p \pi x}{a} = M_{y'} \text{ is, terwijl ter bepaling van } \psi_c \text{ en}$$

θ_c verder $M_{y'} = 1$ is te stellen, dan vindt men voor

$$\theta_c, \text{ daar } \frac{I}{I'} = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \text{ is:}$$

$$\theta_c = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \frac{(\alpha_1'^2 r'^2 - \alpha_2'^2 q'^2) \sinh \alpha_1' b' \sin \alpha_2' b' - \alpha_1' \alpha_2' (q'^2 + r'^2) \cosh \alpha_1' b' \cos \alpha_2' b' - 2 \alpha_1' \alpha_2' q' r'}{(\alpha_1'^2 + \alpha_2'^2) (\alpha_1' r'^2 \cosh \alpha_1' b' \sin \alpha_2' b' - \alpha_2' q'^2 \sinh \alpha_1' b' \cos \alpha_2' b')} \dots (28)$$

Wordt α_2' imaginair, dan wordt, met $\alpha_1' = \alpha_1''$ en $\alpha_2' = i \alpha_2''$:

$$\theta_c = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \frac{(\alpha_1''^2 r'^2 + \alpha_2''^2 q'^2) \sinh \alpha_1'' b' \sinh \alpha_2'' b' - \alpha_1'' \alpha_2'' (q'^2 + r'^2) \cosh \alpha_1'' b' \cosh \alpha_2'' b' - 2 \alpha_1'' \alpha_2'' q' r'}{(\alpha_1''^2 - \alpha_2''^2) (\alpha_1'' r'^2 \cosh \alpha_1'' b' \sinh \alpha_2'' b' - \alpha_2'' q'^2 \sinh \alpha_1'' b' \cosh \alpha_2'' b')} \dots (29)$$

9) q' en r' zijn hier beide door D gedeeld, hetgeen geen verschil maakt.

waarin $\alpha_{1,2}''$ bepaald wordt door (22),

$$q'' = \alpha_1''^2 - \frac{B}{D} \lambda^2 \text{ en } r'' = -\alpha_2''^2 + \frac{B}{D} \lambda^2.$$

Als een zijde van een „plooiende” plaat met twee of meer „verstijvende” platen verbonden is, dan zal niet meer $M_y = M_{y'}$ zijn, maar zal het op de „plooiende” plaat uitgeoefende moment M_y gelijk zijn aan de som der door de „verstijvende” platen geleverde momenten $M_{y'}$ dus:

$$M_y = \Sigma M_{y'} \dots (30)$$

De hoekverdraaiing van één „verstijvende” plaat door de eenheid van moment is ψ genoemd. Noemen we de hoekverdraaiing van twee of meer „verstijvende” platen gezamenlijk door de eenheid van moment ψ_s , dan is voor de werkelijke hoekverdraaiing te schrijven:

$$\varphi = M_y \psi_s = M_{y'} \psi.$$

De in de plooivoorwaarde voor θ in te voeren waarde is nu $\theta_s = E I D \psi_s$, zoodat dus, als $\theta = E I D \psi$ is:

$$M_y \theta_s = M_{y'} \theta$$

of:

$$M_{y'} = M_y \frac{\theta_s}{\theta}.$$

Invulling hiervan in (30) geeft:

$$M_y = M_{y'} \theta_s \Sigma \frac{1}{\theta}$$

of:

$$\frac{1}{\theta_s} = \Sigma \frac{1}{\theta} \text{ }^{10)} \dots (31)$$

Bij een T-profiel (fig. 5a), waarbij de bovenzijde van de „plooiende” plaat verstijfd is door twee platen van het type van fig. 6c, gaat verg. (31) over in:

$$\frac{1}{\theta_s} = \frac{2}{\theta_c} \text{ of } \theta_s = \frac{1}{2} \theta_c \dots (32)$$

waarin θ_c door verg. (28) of (29) wordt gegeven. Evenals Hartmann dit bij zijn meer globale berekeningen doet¹¹⁾, verwaarloozen we den weerstand tegen wringing van de verbindingshoekijzers en bedeelelen deze slechts de taak toe, den rechten hoek tusschen de platen te handhaven.

10) Vergelijk voor een dergelijke betrekking bij portalen: Roosseno. De berekening van portalen met behulp van veeringscoëfficiënten der knooppunten en eenheidsverplaatsingen der stijlsteunpunten. *De Ingenieur in Ned.-Indië*, No. 4 (1939), verg. (15b) en bij op buiging belaste platen: Bittner. Momententafeln und Einflussflächen für kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten, p. 6 (1938).

11) Hartmann. Knickung, Kippung, Beulung. p. 181 (1937).

2. Discussie der plooivoorwaarden en toepassing op verschillende staafprofielen.

De exacte plooivoorwaarde voor het meest algemeene geval wordt dus gegeven door verg. (19), waarin θ_1 en θ_2 , al naar gelang de randvoorwaarden voor de „verstijvende” platen, gelijk zullen zijn aan θ_a , θ_b , θ_c of θ_s volgens verg. (20) — (23), (24) — (25), (28) — (29) of (32), dan wel — bij andere randvoorwaarden — aan nog andere vormen.

Voor het elastische gebied is $\text{tg} \varphi = \infty$ en $e = 0$, zoodat volgens verg. (2) en (3):

$$A = D = \frac{m^2}{m^2 - 1}, \quad B = \frac{m}{m^2 - 1} \quad \text{en} \quad F = \frac{m}{2m + 2}$$

en volgens verg. (6):

$$G = 1, \quad H = 0 \quad \text{en} \quad K = \frac{m^2 - 1}{m^2}.$$

Volgens verg. (5), (18a) en (19a) hebben de grootheden van verg. (19) daar dus de volgende beteekenis:

$$\alpha_{1,2} = \sqrt{\pm \lambda^2 + \lambda \sqrt{\frac{h \sigma_E}{N}}}; \quad q = \alpha_1^2 - \frac{\lambda^2}{m};$$

$$r = \alpha_2^2 + \frac{\lambda^2}{m}; \quad t = 2\lambda \sqrt{\frac{h \sigma_E}{N}};$$

$$s_{1,2} = \frac{\lambda^2}{N} (B_{1,2} \lambda^2 - O_{1,2} \sigma_E), \quad \text{waarin}$$

$$N = \frac{m^2}{m^2 - 1} E I$$

en σ_E de plooispanning voor het elastische gebied voorstelt. In de formules voor θ_a , θ_b en θ_c is dan verder volgens verg. (8) en de voor q' en r' in het plastische gebied geldende formules:

$$\alpha_{1,2}' = \sqrt{\pm \lambda^2 + \lambda \sqrt{\frac{h' \sigma_E}{N'}}}, \quad q' = \alpha_1'^2 - \frac{\lambda^2}{m} \quad \text{en}$$

$$r' = \alpha_2'^2 + \frac{\lambda^2}{m}, \quad \text{waarin} \quad N' = \frac{m^2}{m^2 - 1} E I'.$$

Zooals kan worden aangetoond is voor het elastische gebied verg. (19), met uitzondering van de door hem voor θ ingevoerde waarden, identiek met de door Chwalla voor een staafprofiel volgens fig. 5b afgeleide plooivoorwaarde¹²⁾. In plaats van θ komen in zijn vergelijking coëfficiënten β voor, die met onze notaties gelijk zijn aan $\frac{N}{\lambda^2 G I_D}$, waarin G de glij-

dingsmodulus en $I_D = \frac{1}{3} \Sigma b' h'^3$ is. Zooals we vroeger¹⁾ reeds opmerkten, wordt op deze wijze de verwringing van de hoekijzers als gevolg van de door de drukspanningen σ geleverde uitbuigende krachten

$$- h \sigma \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx dy \quad \text{verwaarloosd. Is de verhouding} \quad \frac{b'}{h'}$$

tusschen flensbreedte en dikte van de hoekijzers bijv. zoo groot, dat ze op zich zelf reeds bij dezelfde plooi-lengte als de plaat zouden plooiën, dan zullen ze geen verstijvende werking op de plaat uitoefenen, hetgeen in de berekening van Chwalla niet tot uiting komt.

Bij *symmetrische randvoorwaarden* van de „plooiende” plaat, waarbij $B_2 = B_1$, $O_2 = O_1$ is, dus ook $s_2 = s_1$, terwijl $\theta_2 = \theta_1$ is, wordt de algemeene plooi-voorwaarde veel eenvoudiger. Bij de profielen van Tabel I (pag. I. 247) waar dit het geval is (1, 2, 3 en 5), zal de plaat er normaal de voorkeur aan geven in korte

golven $\frac{a}{p}$ te plooiën, zoodat de „balken” even groote doorbuigingen zullen krijgen als wanneer ze vrij opgelegd waren over een overspanning $\frac{a}{p}$ en zich dus

als zeer stijf zullen gedragen. We kunnen hier dus $B_2 = B_1 = \infty$ en $s_1 = s_2 = \infty$ stellen. Zooals Chwalla¹²⁾ reeds met zijn formules voor het elastische gebied liet zien, kan bij symmetrische randvoorwaarden het eerste lid van de plooivoorwaarde in factoren ontbonden worden. Zoo is ook voor verg. (19), met $\theta_1 = \theta_2 = \theta$ en $s_1 = s_2 = \infty$ te schrijven:

$$\left(\alpha_1 \text{tgh} \frac{\alpha_1 b}{2} + \alpha_2 \text{tg} \frac{\alpha_2 b}{2} + \theta t \right) \cdot \left(\alpha_1 \text{cotgh} \frac{\alpha_1 b}{2} - \alpha_2 \text{cotg} \frac{\alpha_2 b}{2} + \theta t \right) \cdot \cosh \frac{\alpha_1 b}{2} \cos \frac{\alpha_2 b}{2} \sinh \frac{\alpha_1 b}{2} \sin \frac{\alpha_2 b}{2} = 0 \quad \dots (33)$$

Dit wil echter niet zeggen, dat we nu 4 (of 6) plooivoorwaarden verkrijgen, door elk der factoren gelijk nul te stellen. Want als bijv. $\cos \frac{\alpha_2 b}{2} = 0$ zou

zijn, zou $\text{tg} \frac{\alpha_2 b}{2}$ in de eerste factor oneindig worden en

zou het product niet nul zijn, dus niet voldaan worden aan verg. (33). Dit zal alleen het geval zijn als de eerste of tweede factor nul is, zoodat verg. (33) slechts twee plooivoorwaarden levert. De eerste, die de kleinste plooispanning levert, is natuurlijk identiek met verg. (13).

Bij *T-profielen* (fig. 5a) is de „plooiende” plaat aan de eene zijde geheel vrij, zoodat B_2 en O_2 nul zijn, dus $s_2 = 0$ is, terwijl $\theta_2 = E I_D \psi_2$, zijnde evenredig met de hoekverdraaiing van de „verstijvende” plaat door de eenheid van moment, oneindig groot zal zijn, omdat daar geen „verstijvende” plaat aanwezig is. Wordt de „plooiende plaat” door de „verstijvende” plaat aan de andere zijde slechts in geringe mate ingeklemd, dus is θ_1 groot, dan zal de „plooiende” plaat in een (halve) golf uitplooiën, zoodat bij slanke staven de doorbuiging van den balk — de „verstijvende” plaat — als gevolg van de daarop door de „plooiende” plaat uitgeoefende aequivalente belasting p_y , de plooispanning betrekkelijk veel zal verminde-

12) Chwalla. Das allgemeine Stabilitätsproblem der gedrückten, durch Randwinkel verstärkten Platte, Ingenieur Archiv. p. 54 (1934).

ren. Bij een T-profiel is dan verder volgens verg. (32) $\theta_1 = \theta_s = \frac{1}{2} \theta_c$, waarbij θ_c door verg. (28) of (29) wordt bepaald. Met $s_2 = 0$, $\theta_2 = \infty$, $s_1 = s$ en $\theta_1 = \theta_s = \frac{1}{2} \theta_c$ gaat verg. (19) dus voor een T-profiel over in:

$$\begin{aligned} & (\alpha_1^2 r^2 u - \alpha_2^2 q^2 v) \sinh \alpha_1 b \sin \alpha_2 b - \\ & - \alpha_1 \alpha_2 (q^2 u + r^2 v) \cosh \alpha_1 b \cos \alpha_2 b + \\ & + \alpha_2 t (\alpha_1^2 r^2 - \frac{1}{2} \theta_c s q^2) \sinh \alpha_1 b \cos \alpha_2 b + \\ & + \alpha_1 t (\alpha_2^2 q^2 + \frac{1}{2} \theta_c s r^2) \cosh \alpha_1 b \sin \alpha_2 b - \\ & - 2 \alpha_1 \alpha_2 q r z = 0 \dots\dots\dots (34) \end{aligned}$$

waarin: $u = s - \frac{1}{2} \theta_c r^2$, $v = s - \frac{1}{2} \theta_c q^2$ en $z = s + \frac{1}{2} \theta_c q r$.

Voor een *gelijkbeenig hoekstaal* volgens *profiel 6* in *Tabel I* wordt bij plooien in het elastische gebied de hoekverdraaiing van een flens niet door de andere flens verhinderd. Zooals we vroeger aantoonde⁶⁾ is dit in het plastische gebied niet meer exact juist. Het is echter voldoende nauwkeurig dit ook voor het plastische gebied aan te nemen, zoodat hier $\theta_c = \infty$ wordt, waardoor (34) overgaat in:

$$\begin{aligned} & (\alpha_1^2 r^4 - \alpha_2^2 q^4) \sinh \alpha_1 b \sin \alpha_2 b - \\ & - 2 \alpha_1 \alpha_2 q^2 r^2 \cosh \alpha_1 b \cos \alpha_2 b + \\ & + \alpha_2 q^2 t s \sinh \alpha_1 b \cos \alpha_2 b - \\ & - \alpha_1 r^2 t s \cosh \alpha_1 b \sin \alpha_2 b + 2 \alpha_1 \alpha_2 q^2 r^2 = 0 \end{aligned}$$

..... (35)

Deze vergelijking is natuurlijk identiek met de vroeger¹³⁾ direct afgeleide.

De plooivoorwaarde voor een *hoedprofiel* volgens *profiel 1* in *Tabel I* (zie pag. I. 247) wordt in verband met de symmetrische randvoorwaarden voor de „plooierende” plaat volgens *fig. 3a* gegeven door vergelijking (13), waarin θ in verband met de randvoorwaarden der „verstijvende” platen volgens *fig. 6a* bepaald wordt door θ_a volgens verg. (20) of (23). Voor het hoedprofiel volgens *profiel 4* van *Tabel I*, met randvoorwaarden voor de „plooierende” platen volgens *fig. 3b* en voor de verstijvende plaat volgens

13) Lit. noot 6, verg. (40).

3. Afleiding van practische gebruiksformules en grafieken.

Van de in *Tabel I* afgebeelde profielen zijn nu op de reeds in een vorige publicatie¹⁾ aangegeven wijze eenvoudige formules voor gebruik in de tekenzaal afgeleid. Daar we de bij een bepaalde plooispanning

behorende verhouding $\frac{b}{h}$ van de „plooierende plaat”

uitdrukken in de bij dezelfde plooispanning behoo-

rende verhoudingen $\frac{b}{h}$ voor de grensgevallen, dat zijn

— het reeds in *De Ingenieur in Ned.-Indië* No. 3 (1939) behandelde gelijkzijdige hoekstaal, *profiel 6*, buiten beschouwing gelaten — beide zijden vrij opgelegd, beide zijden ingeklemd en één zijde vrij opgelegd, één zijde ingeklemd, zullen eerst de voor deze

3 grensgevallen geldende verhoudingen $\frac{b}{h}$ berekend

fig. 6b geldt als plooivoorwaarde verg. (14), waarin θ gelijk is aan θ_b volgens verg. (24) of (25).

Voor een *doosprofiel* volgens *profiel 2* of *3* van *Tabel I* geldt als plooivoorwaarde verg. (13), waarin θ gelijk is aan θ_b volgens verg. (24) of (25).

De plooispanning voor het lijf van *I*- of *U*-profielen volgens *fig. 5c* of *d* wordt bepaald door verg. (19), waarin $s_2 = s_1 = s$ en $\theta_2 = \theta_1 = \theta$ is te stellen, terwijl θ resp. gelijk aan $\frac{1}{2} \theta_c$ of θ_c volgens verg. (28) of (29) is. Voor de in den bruggenbouw gebruikte *I*- of *U*-profielen mag men s wel oneindig stellen; bij *Staal 37* is trouwens een plooien beneden de vloei-grens van deze profielen volgens mijn theorie niet mogelijk.

Voor een Π -profiel zal bij plooien volgens *fig. 5e* verg. (19) gelden met $s_2 = 0$, $\theta_2 = \infty$, $s_1 = \infty$ en $\theta_1 = \theta_b$ volgens verg. (24) of (25). De verstijvende werking van de deelen b_1' van de „verstijvende” plaat kan eventueel ook in rekening gebracht worden,

waartoe dan volgens verg. (31) $\frac{1}{\theta_1} = \frac{1}{\theta_b} + \frac{1}{\theta_c}$ is te

stellen en θ_b door verg. (24) of (25) en θ_c door verg. (28) of (29) wordt bepaald, in welke laatste vergelijkingen dan b' door b_1' is te vervangen. Als de „verstijvende” plaat vrij dun is, zoodat ze de „plooierende” platen slechts in geringe mate zal inklemmen, zullen deze in slechts een of twee (halve) golven plooien, in welk geval de doorbuiging van de balken van de „verstijvende” plaat de plooispanning ongunstig zal kunnen beïnvloeden. We mogen dan niet $w' = 0$

stellen voor $y' = \pm \frac{b'}{2}$ (*fig. 6b*), maar θ moet in dat

geval gevonden worden door deze randvoorwaarde te vervangen door een soortgelijke voorwaarde als de op verg. (16) volgende voorwaarde (I). Rekening houden met de deelen b_1' is nu meer bewerkelijk. Plooien de verticale platen beide in dezelfde richting, waarbij de geheele doorsnede gewrongen wordt, dan is de exacte oplossing nog ingewikkelder.

worden. Ze worden resp. betiteld als $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$, $\left(\frac{b}{h}\right)_{ii}$ en

$\left(\frac{b}{h}\right)_{vi}$. Hoewel de plooivoorwaarden voor deze geval-

len ook uit de hiervoor behandelde meer algemeene gevallen zijn af te leiden, zullen ze hier voor een betere overzichtelijkheid liever direct worden afgeleid.

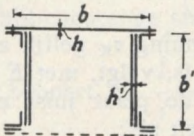
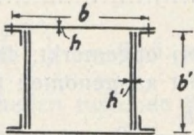
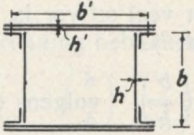
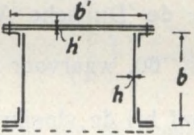
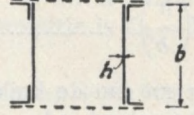
a. Beide evenwijdig aan de drukrichting gelegen zijden vrij opgelegd.

Hier voldoet, bij keuze van den oorsprong van het coördinatenstelsel in het plaatmidden, de functie:

$$w = w_0 \cos \frac{p \pi x}{a} \cos \frac{q \pi y}{b} \dots\dots\dots (36)$$

aan de randvoorwaarden.

Tabel I.

Doorsnede · ($\frac{b'}{h'} \leq \frac{b}{h}$)		Formules voor vloeistaal St. 37.	
①		$\gamma = \gamma_1$	$\frac{l}{i} \leq 60$: $\frac{b}{h} \leq 65 (1 - 0,22 \gamma)$
②		$\gamma = \gamma_2$	$60 < \frac{l}{i} < 100$: $\frac{b}{h} \leq 44 + 0,36 \frac{l}{i} - (7 + 0,13 \frac{l}{i}) \gamma$
③		$\gamma = \gamma_2$	$\frac{l}{i} \geq 100$: $\frac{b}{h} \leq 0,8 (1 - 0,25 \gamma) \frac{l}{i}$
④		$\gamma = \gamma_3$	$\frac{l}{i} \leq 60$: $\frac{b}{h} \leq 58 (1 - 0,12 \gamma_3)$ $60 < \frac{l}{i} < 100$: $\frac{b}{h} \leq 41 + 0,29 \frac{l}{i} - (4 + 0,06 \frac{l}{i}) \gamma_3$ $\frac{l}{i} \geq 100$: $\frac{b}{h} \leq 0,7 (1 - 0,14 \gamma_3) \frac{l}{i}$
⑤			$\frac{l}{i} \leq 60$: $\frac{b}{h} \leq 51$ $60 < \frac{l}{i} < 100$: $\frac{b}{h} \leq 37 + 0,23 \frac{l}{i}$ $\frac{l}{i} \geq 100$: $\frac{b}{h} \leq 0,6 \frac{l}{i}$
⑥			$\frac{l}{i} \leq 60$: $\frac{b}{h} \leq 15,5$ $60 < \frac{l}{i} < 100$: $\frac{b}{h} \leq 12 + 0,06 \frac{l}{i}$ $\frac{l}{i} \geq 100$: $\frac{b}{h} \leq 0,18 \frac{l}{i}$
γ_1, γ_2 en γ_3 kunnen door interpolatie bepaald worden uit de resp. figuren 8, 11 en 12.			

Invulling hiervan in de differentiaalvergelijking (1), waaraan de plaat moet voldoen, geeft bij uitwerking ($C = B$):

$$h \sigma_P = \frac{\pi^2 E I}{b^2} \left\{ A \frac{p^2 b^2}{a^2} + 2 (B + 2 F) q^2 + D \frac{q^4 a^2}{p^2 b^2} \right\},$$

waaruit direct is te zien, dat $h \sigma_P$ zoo klein mogelijk wordt als $q = 1$ is, dus in dwarsrichting slechts één (halve) golf ontstaat. Dit geeft dus:

$$h \sigma_P = \frac{\pi^2 E I}{b^2} \left\{ A \frac{p^2 b^2}{a^2} + 2 (B + 2 F) + D \frac{a^2}{p^2 b^2} \right\} \dots \dots \dots (37)$$

De golflengte $\frac{a}{p}$ in langsrichting zal zich zoo instellen, dat $h \sigma_P$ zoo klein mogelijk wordt. Hiertoe moet dus:

$$\frac{d h \sigma_P}{d p} = \frac{\pi^2 E I}{b^2} \left\{ 2 A \frac{p b^2}{a^2} - 2 D \frac{a^2}{p^3 b^2} \right\} = 0$$

of:

$$p = \frac{a}{b} \sqrt[4]{\frac{D}{A}} \dots \dots \dots (38)$$

Invulling hiervan in verg. (37) geeft:

$$h \sigma_P = 2 \frac{\pi^2 E I}{b^2} (\sqrt{A D} + B + 2 F) \dots \dots \dots (39)$$

Deze plooi kracht zal alleen optreden als p volgens (38) een geheel getal is, daar slechts een geheel aantal golven mogelijk is. Is echter $\frac{a}{b}$ grooter dan 3 à 4,

en dit is vrijwel altijd het geval, dan zal, ook al is p volgens (38) geen geheel getal, zoodat de werkelijk optredende golf lengte in langs richting iets van de

ongunstigste golf lengte $\frac{a}{p}$ volgens verg. (38) zal ver-

schillen, $h \sigma_P$ slechts zeer weinig hooger zijn dan volgens verg. (39), zoodat we steeds met verg. (39) kunnen rekenen.

Teneinde de even beneden de vloeigrens geldende betrekkingen te vinden, voeren we nu in (39) de daar geldende waarden A , B , D en F in. Zooals we vroeger reeds vermeldde ²⁾ ⁶⁾, berekenen we op grond van het volgens de Deutsche Voorschriften aangenomen verband tusschen knikspanning en staafslankheid, dat voor St. 37 even beneden de vloeigrens $\text{tg } \varphi = 0,294 E$ en $e = 0,1675$ gesteld zal moeten

worden. Wordt $m = \frac{10}{3}$ gesteld, dan volgt met deze waarden uit verg. (2) en (3):

$$A = 0,421, B = 0,426, D = 0,938 \text{ en } F = 0,322 \dots \dots \dots (40)$$

Invulling van deze waarden in verg. (39) geeft:

$$h \sigma_P = 3,40 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots \dots \dots (41)$$

σ_P geeft de plooi spanning bij geheel plastisch gedachte plaat. In werkelijkheid vervormt de plaat bij het plooiën in het plastische gebied echter gedeeltelijk plastisch en gedeeltelijk elastisch, waardoor de werkelijke plooi kracht gegeven wordt door ¹⁾ ²⁾:

$$h \sigma_K = \frac{1}{4} (h \sigma_E + 3 h \sigma_P) \dots \dots \dots (42)$$

waarin $h \sigma_E$ de voor geheel elastische plaat berekende plooi kracht voorstelt. Deze is bekend ¹¹⁾, maar volgt ook uit (39) door daarin voor A , B , D en F de voor het elastische gebied, dus voor $\text{tg } \varphi = \infty$ en $e = 0$, geldende waarden, die in het vorige hoofdstuk reeds werden aangegeven, in te voeren. Men vindt zoo:

$$h \sigma_E = 4,40 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots \dots \dots (43)$$

Uit verg. (42) volgt dan in verband met (41) en (43):

$$h \sigma_K = 4,65 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots \dots \dots (44)$$

Met $I = \frac{h^3}{12}$ volgt hieruit:

$$\sigma_K = 3,00 E \left(\frac{h}{b} \right)^2 \dots \dots \dots (45)$$

Daar de plooi spanning σ_K gelijk aan de vloeigrens $\sigma_v = 2400 \text{ kg/cm}^2$ is, volgt, met $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$, uit (45), dat de plaat juist even beneden de vloeigrens zal plooiën als:

$$\left(\frac{b}{h} \right)_{vv} = 51,2 \dots \dots \dots (46)$$

Terloops zij hierbij opgemerkt, dat dit volgens de tot voor kort als juist aangenomen theorie reeds het

geval zou zijn als $\frac{b}{h} = 36$ was en dat mijn theorie,

waarbij dus de plaat veel stijver is, door de proeven goed bevestigd wordt ²⁾.

Deze verhouding $\left(\frac{b}{h} \right)_{vv}$ volgens (46) behoort dus,

als we den eisch stellen dat de plooi spanning van de platen gelijk aan de knikspanning van de staaf moet zijn, volgens de Deutsche Voorschriften bij

staafslankheden $\frac{l}{i} \leq 60$, waarvoor immers de knikspanning van de staaf bij de vloeigrens ligt.

Voor het elastische gebied wordt de plooi spanning, met $I = \frac{h^3}{12}$, volgens (43) gegeven door:

$$\sigma_E = 0,367 \pi^2 E \left(\frac{h}{b} \right)^2 \dots \dots \dots (47)$$

Gelijkstelling hiervan aan de knikspanning van de staaf in het elastische gebied, n.l.:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i} \right)^2} \dots \dots \dots (48)$$

doet zien, dat de plooi spanning van een, aan beide evenwijdig aan de drukrichting gelegen zijden vrij opgelegd gedachte, plaat in het elastische gebied even groot is als de knikspanning van de staaf, wanneer:

$$\left(\frac{b}{h} \right)_{vv} = 0,606 \frac{l}{i} \dots \dots \dots (49)$$

hetgeen ook reeds door Bleich werd afgeleid ¹⁴⁾ (evenals de formules (61) en (72)) en dus behoort bij

staafslankheden $\frac{l}{i} \geq 100$.

Tusschen de evenredigheids grens, 2073 kg/cm^2 , behoorende bij een slankheid 100, en de vloeigrens, 2400 kg/cm^2 , behoorende bij een slankheid 60, is volgens de Deutsche Voorschriften de staafslankheid

$\frac{l}{i}$ een lineaire functie van de knikspanning. Ook de

¹⁴⁾ Bleich. Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. p. 233.

verhouding $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$ zal hier ongeveer een lineaire functie van de plooispanning = knikspanning zijn, dus ook van de bijbehorende staafslankheid $\frac{l}{i}$. Vol-

gens verg. (46) behoort bij $\frac{l}{i} = 60$ een verhouding

$$\left(\frac{b}{h}\right)_{vv} = 51,2 \text{ en volgens verg. (49) bij } \frac{l}{i} = 100$$

een verhouding $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv} = 60,6$, zoodat bij lineair verloop voor slankheden tusschen 60 en 100 geldt:

$$\left(\frac{b}{h}\right)_{vv} = 37,1 + 0,235 \frac{l}{i} \dots\dots\dots (50)$$

Met eenige afronding hebben we dus:

$$\left. \begin{array}{l} \text{voor } \frac{l}{i} \leq 60 : \quad \left(\frac{b}{h}\right)_{vv} = 51 \\ \text{voor } 60 < \frac{l}{i} < 100 : \quad \left(\frac{b}{h}\right)_{vv} = 37 + 0,23 \frac{l}{i} \dots (51) \\ \text{voor } \frac{l}{i} \geq 100 : \quad \left(\frac{b}{h}\right)_{vv} = 0,6 \frac{l}{i} \end{array} \right\}$$

b. Beide evenwijdig aan de drukrichting gelegen zijden ingeklemd.

We kiezen den oorsprong van het assenstelsel in het plaatmidden en gaan uit van de algemeene oplossing (4) van de differentiaalvergelijking. In verband met de symmetrie is $C_2 = C_4 = 0$, zoodat:

$$w = (C_1 \cosh \alpha_1 y + C_3 \cos \alpha_2 y) \cos \frac{p \pi x}{a} \dots (52)$$

Voor $y = \frac{b}{2}$ moet nu zoowel w als $\frac{\partial w}{\partial y}$ nul zijn.

Wordt in deze twee randvoorwaarden w volgens verg. (52) ingevuld, dan volgen daaruit de volgende vergelijkingen:

$$C_1 \cosh \frac{\alpha_1 b}{2} + C_3 \cos \frac{\alpha_2 b}{2} = 0$$

$$C_1 \alpha_1 \sinh \frac{\alpha_1 b}{2} - C_3 \alpha_2 \sin \frac{\alpha_2 b}{2} = 0$$

die voor C_1 en C_3 alleen van nul verschillende waarden leveren, als de noemerdeterminant nul is, dus:

$$\alpha_2 \cosh \frac{\alpha_1 b}{2} \sin \frac{\alpha_2 b}{2} + \alpha_1 \sinh \frac{\alpha_1 b}{2} \cos \frac{\alpha_2 b}{2} = 0$$

of:

$$\alpha_1 \operatorname{tgh} \frac{\alpha_1 b}{2} + \alpha_2 \operatorname{tg} \frac{\alpha_2 b}{2} = 0 \dots\dots\dots (53)$$

welke vergelijking ook volgt uit verg. (13) door $\theta = 0$ te stellen. Bij oneindig stijve inklemming is immers de door een moment $M_y' = 1$ aan de verstijvende platen gegeven hoekverdraaiing $\psi = 0$, dus volgens verg. (12) ook $\theta = 0$.

In de plooivoorwaarde (53) worden α_1 en α_2 bepaald door verg. (5).

Om de even beneden de vloeigrens geldende betrekkingen te vinden, moeten in verg. (5) voor G , H en K de daar geldende waarden worden gesubstitueerd.

Volgens verg. (6) en (40) is even beneden de vloeigrens:

$$G = 1,141, H = 0,852 \text{ en } K = 1,066 \dots\dots (54)$$

α_1 en α_2 en dus ook de plooivoorwaarde (53) bevatten dan, bij gegeven afmetingen, slechts twee onbekenden,

n.l. p en σ_P . Daar de verhouding $\frac{a}{b}$ steeds vrij groot

is, hebben de voor $x = \pm \frac{a}{2}$ geldende randvoorwaarden

practisch geen invloed op de grootte van de plooispanning. Ter bepaling van σ_P kunnen we dus de

(halve) plooielengte $\frac{a}{p}$ in X -richting gevoegelijk zoodanig kiezen, dat σ_P een zoo klein mogelijke waarde

krijgt, zonder er op te letten of deze golfengetal een geheel getal is (zie boven). De plooispanning blijft

een minimum waarde te krijgen als $\frac{a}{p} = 0,54 b$ is,

waarbij:

$$h \sigma_P = 5,40 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots\dots\dots (55)$$

De plooispanning σ_E bij geheel elastisch vervormen de plaat is bekend¹¹⁾, maar volgt ook uit (53) als in de voor α_1 en α_2 geldende formules (5) voor G , H en K de voor het elastisch gebied geldende waarden,

n.l. $G = 1$, $H = 0$ en $K = \frac{m^2 - 1}{m^2}$ (zie hoofdstuk 2)

worden ingevuld. De plooielengte $h \sigma_E$ per eenheid van breedte is:

$$h \sigma_E = 7,67 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots\dots\dots (56)$$

De werkelijke plooielengte is dan volgens verg. (42):

$$h \sigma_K = 5,97 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots\dots\dots (57)$$

waaruit volgt:

$$\sigma_K = 4,91 E \left(\frac{h}{b}\right)^2 \dots\dots\dots (58)$$

Uit de voorwaarde $\sigma_K = \sigma_V = 2400 \text{ kg/cm}^2$ volgt dan, dat de plaat juist even beneden de vloeigrens zal plooiën, als:

$$\left(\frac{b}{h}\right)_{ii} = 65,5 \dots\dots\dots (59)$$

welk resultaat we vroeger¹⁾ reeds vermeldden. Deze

verhouding $\left(\frac{b}{h}\right)_{ii}$ behoort dus bij staafslankheden

den $\frac{l}{i} \leq 60$.

Voor het elastische gebied is volgens verg. (56):

$$\sigma_E = 0,639 \pi^2 E \left(\frac{h}{b} \right)^2 \dots\dots\dots (60)$$

Gelijkstelling hiervan aan de knikspanning in het elastische gebied volgens verg. (48), leidt tot de voorwaarde, dat hier:

$$\left(\frac{b}{h} \right)_{ii} = 0,8 \frac{l}{i} \dots\dots\dots (61)$$

moet zijn, opdat de plaat dezelfde kritische spanning vertoont als de geheele staaf.

Bij $\frac{l}{i} = 60$ behoort volgens verg. (59) een verhouding $\left(\frac{b}{h} \right)_{ii} = 65,5$, terwijl bij $\frac{l}{i} = 100$ volgens

verg. (61) de verhouding $\left(\frac{b}{h} \right)_{ii} = 80$ behoort. Bij

lineair verloop van $\left(\frac{b}{h} \right)_{ii}$ als functie van $\frac{l}{i}$ tusschen $\frac{l}{i} = 60$ en $\frac{l}{i} = 100$, zal dus daar de voorwaarde gelden:

$$\left(\frac{b}{h} \right)_{ii} = 43,7 + 0,363 \frac{l}{i} \dots\dots\dots (62)$$

Afgerond geldt dus:

$$\left. \begin{array}{l} \text{voor } \frac{l}{i} \leq 60: \quad \left(\frac{b}{h} \right)_{ii} = 65 \\ \text{voor } 60 < \frac{l}{i} < 100: \quad \left(\frac{b}{h} \right)_{ii} = 44 + 0,36 \frac{l}{i} \\ \text{voor } \frac{l}{i} \geq 100: \quad \left(\frac{b}{h} \right)_{ii} = 0,8 \frac{l}{i} \end{array} \right\} \dots\dots (63)$$

c. Van de evenwijdig aan de drukrichting loopende zijden is de eene vrij opgelegd en de andere ingeklemd.

Wordt de X-as langs de vrij opgelegde zijde gelegd, dan is voor $y = 0$:

$$w = 0 \dots\dots (I) \quad \text{en} \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \dots\dots (II)$$

en voor $y = b$:

$$w = 0 \dots\dots (III) \quad \text{en} \quad \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \dots\dots (IV).$$

Invulling van w volgens verg. (4) in de randvoorwaarden (I) en (II) levert:

$$C_1 = C_3 = 0$$

zoodat:

$$w = (C_2 \sinh \alpha_1 y + C_4 \sin \alpha_2 y) \cos \frac{p \pi x}{a} \dots\dots (64)$$

Invulling hiervan in de randvoorwaarden (III) en (IV) geeft:

$$C_2 \sinh \alpha_1 b + C_4 \sin \alpha_2 b = 0$$

$$C_2 \alpha_1 \cosh \alpha_1 b + C_4 \alpha_2 \cos \alpha_2 b = 0.$$

Nulstelling van den noemerdeterminant geeft:

$$\alpha_2 \sinh \alpha_1 b \cos \alpha_2 b - \alpha_1 \cosh \alpha_1 b \sin \alpha_2 b = 0$$

of:

$$\alpha_1 \cotgh \alpha_1 b - \alpha_2 \cotg \alpha_2 b = 0 \dots\dots\dots (65)$$

Deze vergelijking volgt ook uit verg. (14) door daarin $\theta = 0$ te stellen.

Worden in de plooivoorwaarde (65) α_1 en α_2 volgens verg. (5) ingevuld en daarin weer de bij de vloeigrens geldende waarden G , H en K volgens verg. (54) gesubstitueerd, dan volgt daaruit door probeeren, dat de plooi spanning een minimum waarde ver-

krijgt als $\frac{a}{p} = 0,65 b$ is, waarbij de plooi kracht:

$$h \sigma_P = 4,38 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots\dots\dots (66)$$

Verder is:

$$h \sigma_E = 5,94 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots\dots\dots (67)$$

zoodat volgens verg. (42):

$$h \sigma_K = 4,77 \frac{\pi^2 E I}{b^2} \dots\dots\dots (68)$$

of:

$$\sigma_K = 3,92 E \left(\frac{h}{b} \right)^2 \dots\dots\dots (69)$$

De voorwaarde $\sigma_K = \sigma_V$ leidt dan tot de betrekking:

$$\left(\frac{b}{h} \right)_{vi} = 58,6 \dots\dots\dots (70)$$

welke dus geldt voor staafslankheden $\frac{l}{i} \leq 60$.

Voor het elastische gebied is volgens verg. (67):

$$\sigma_E = 0,495 \pi^2 E \left(\frac{h}{b} \right)^2 \dots\dots\dots (71)$$

Gelijkstelling hiervan met σ_E volgens verg. (48) geeft:

$$\left(\frac{b}{h} \right)_{vi} = 0,7 \frac{l}{i} \dots\dots\dots (72)$$

Bij lineair verloop van $\left(\frac{b}{h} \right)_{vi}$ als functie van $\frac{l}{i}$

tusschen $\frac{l}{i} = 60$ en $\frac{l}{i} = 100$ wordt, daar $\left(\frac{b}{h} \right)_{vi}$ bij deze grenzen volgens verg. (70) en (72) resp. 58,6 en 70 is, in dat gebied:

$$\left(\frac{b}{h} \right)_{vi} = 41,5 + 0,285 \frac{l}{i} \dots\dots\dots (73)$$

Afgerond wordt dus:

$$\left. \begin{array}{l} \text{voor } \frac{l}{i} \leq 60: \quad \left(\frac{b}{h} \right)_{vi} = 58 \\ \text{voor } 60 < \frac{l}{i} < 100: \quad \left(\frac{b}{h} \right)_{vi} = 41 + 0,29 \frac{l}{i} \\ \text{voor } \frac{l}{i} \geq 100: \quad \left(\frac{b}{h} \right)_{vi} = 0,7 \frac{l}{i} \end{array} \right\} \dots\dots (74)$$

d. Profiel 1 in Tabel I.

Volgens het voorgaande geldt voor de plooiende platen, met de afmetingen b en h , van *profiel 1* in *Tabel I* de door verg. (13) gegeven plooivoorwaarde:

$$\alpha_1 \operatorname{tgh} \frac{\alpha_1 b}{2} + \alpha_2 \operatorname{tg} \frac{\alpha_2 b}{2} + (\alpha_1^2 + \alpha_2^2) \theta_a = 0 \quad \dots\dots\dots (13)$$

waarin volgens verg. (20) en (23):

$$\theta_a = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \frac{\alpha_1' \cotgh \alpha_1' b' - \alpha_2' \cotgh \alpha_2' b'}{\alpha_1'^2 + \alpha_2'^2} \quad \dots\dots\dots (20)$$

of:

$$\theta_a = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \frac{\alpha_1'' \cotgh \alpha_1'' b' - \alpha_2'' \cotgh \alpha_2'' b'}{\alpha_1''^2 - \alpha_2''^2} \quad \dots\dots\dots (23)$$

terwijl volgens verg. (5), (8) en (22):

$$\alpha_{1,2} = \sqrt{\pm G \lambda^2 + \lambda \sqrt{H \lambda^2 + K \varphi^2}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\alpha_{1,2}' = \sqrt{\pm G \lambda^2 + \lambda \sqrt{H \lambda^2 + K \varphi'^2}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

en:

$$\alpha_{1,2}'' = \sqrt{G \lambda^2 \pm \lambda \sqrt{H \lambda^2 + K \varphi'^2}} \quad \dots\dots\dots (22)$$

Voor het elastische gebied is, zooals in het begin van hoofdstuk 2 reeds werd toegelicht:

$$G = 1, \quad H = 0 \quad \text{en} \quad K = \frac{m^2 - 1}{m^2}$$

en daardoor:

$$\alpha_{1,2} = \sqrt{\pm \lambda^2 + \lambda \sqrt{\frac{h \sigma_E}{N}}} \quad \dots\dots\dots (75)$$

$$\alpha_{1,2}' = \sqrt{\pm \lambda^2 + \lambda \sqrt{\frac{h' \sigma_E}{N'}}} \quad \dots\dots\dots (76)$$

en:

$$\alpha_{1,2}'' = \sqrt{\lambda^2 \pm \lambda \sqrt{\frac{h' \sigma_E}{N'}}} \quad \dots\dots\dots (77)$$

Om uit deze vergelijkingen eenvoudige gebruiksformules af te leiden kan nu, zooals vroeger reeds in het kort werd aangegeven¹⁾, als volgt te werk gegaan worden.

Uitgegaan wordt van een bepaalde plooi spanning σ_E in het elastische gebied en een bepaalde plaatdikte h van de plooiende plaat. Gekozen werd $\sigma_E = 2\,073 \text{ kg/cm}^2$ (de evenredigheids grens) en $h = 1 \text{ cm}$. Dan worden hierbij verschillende waarden van h' gekozen, bijv. eerst $h' = 0,5 \text{ cm}$. Worden bij zoo'n bepaalde waarde van h' ook nog waarden voor b' en de (halve)

golf lengte $\frac{a}{p}$ aangenomen, zoodat dus ook $\lambda = \frac{p\pi}{a}$,

$$N = \frac{m^2}{m^2 - 1} E \frac{h^3}{12} \quad \text{en} \quad N' = \frac{m^2}{m^2 - 1} E \frac{h'^3}{12} \quad \text{bekend}$$

zijn, dan kunnen uit verg. (75) en (76) of (77) $\alpha_{1,2}$ en $\alpha_{1,2}'$ of $\alpha_{1,2}''$ berekend worden en ook θ_a uit (20) of (23). In verg. (13) blijft dan slechts b als

eenige onbekende over en kan door probeeren gevonden worden. Nu moet door variatie van de (halve)

golf lengte $\frac{a}{p}$ de minimum breedte b van de plooiende

plaat gezocht worden, waarbij de spanning σ_E nog plooiing kan doen ontstaan. Bij de aangenomen ver-

houding $\beta = \frac{h'}{h} = \frac{1}{2}$ is dan bij een bepaalde waarde

van $\frac{b'}{b}$, dus ook van $\mu = \frac{h b'}{h' b}$, een bepaalde waarde

van $\frac{b}{h}$ gevonden. Door nu andere waarden voor b' aan

te nemen en de (halve) golf lengte $\frac{a}{p}$ zoo te kiezen,

dat de daarbij gevonden waarden van b zoo klein mogelijk worden, is dus het geheele verloop van de

verhouding $\frac{b}{h}$ als functie van $\mu = \frac{h b'}{h' b}$ bekend voor

de aangenomen verhouding $\beta = \frac{h'}{h} = \frac{1}{2}$, zoodat een

lijn $\beta = \frac{1}{2}$ geteekend kan worden in een coördinaten-

stelsel met μ en $\frac{b}{h}$ als coördinaatassen (*fig. 7*). Vol-

gens verg. (49) en (61) zijn de bij dezelfde spanning

$\sigma_E = 2\,073 \text{ kg/cm}^2$ behoorende verhoudingen $\left(\frac{b}{h} \right)_{vv}$

en $\left(\frac{b}{h} \right)_{ii}$ resp. 60,6 en 80, daar bij deze spanning

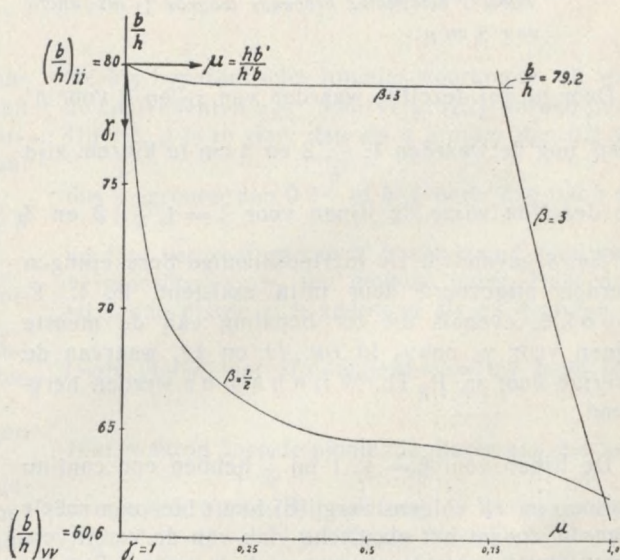


Fig. 7. Grafische voorstelling van de bij een plooi spanning

$\sigma_E = 2\,073 \text{ kg/cm}^2$ en de verhoudingen $\beta = \frac{h'}{h} =$

$= \frac{1}{2}$ resp. 3 behoorende verhouding $\frac{b}{h}$ als functie van

$\mu = \frac{h b'}{h' b}$.

een staafslankheid $\frac{l}{i} = 100$ behoort. Daar we nu de

verhouding $\frac{b}{h}$ als volgt uitdrukken:

$$\frac{b}{h} = \left(\frac{b}{h}\right)_{ii} - \left\{ \left(\frac{b}{h}\right)_{ii} - \left(\frac{b}{h}\right)_{vv} \right\} \gamma_1 \dots \dots \dots (78)$$

is het verloop van γ_1 als functie van μ te vinden door in fig. 7 de oorsprong van het assenstelsel μ, γ in het punt $\mu = 0, \frac{b}{h} = \left(\frac{b}{h}\right)_{ii}$ te kiezen en bij $\frac{b}{h} = \left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$ de verhouding $\gamma_1 = 1$ te stellen. Op deze wijze is de lijn $\beta = \frac{1}{2}$ in fig. 8 gevonden.

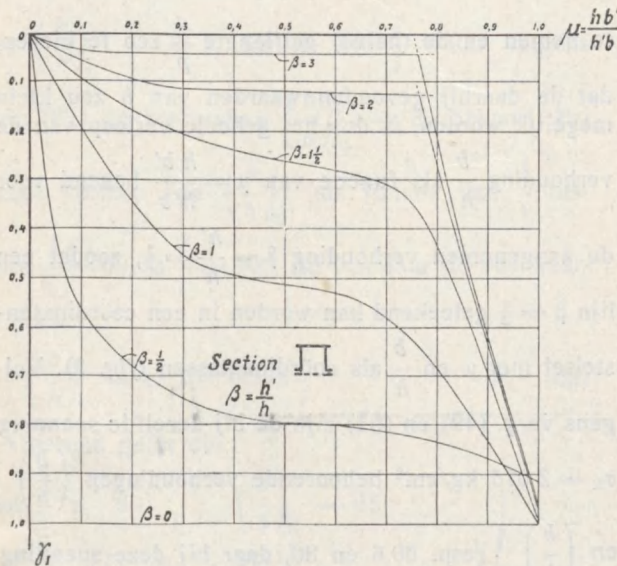


Fig. 8. Grafiek ter bepaling van de op profiel I in Tabel I betrekking hebbende waarde γ_1 als functie van β en μ .

Door nu bij dezelfde waarden van σ_E en h voor h' resp. nog de waarden $1, \frac{3}{2}, 2$ en 3 cm te kiezen, zijn op dezelfde wijze de lijnen voor $\beta = 1, \frac{3}{2}, 2$ en 3 in fig. 8 gevonden. De hiertoe noodige berekeningen werden uitgevoerd door mijn assistent, ir. L. F. COOKE, evenals die ter bepaling van de meeste lijnen voor γ_2 en γ_3 in fig. 11 en 12, waarvan de overige door ir. P. Th. Wijnhamer werden berekend.

De lijnen voor $\beta = \frac{1}{2}, 1$ en $\frac{3}{2}$ hebben een continu verloop en α_2' volgens verg. (8) heeft hier een reële waarde, zoodat het elastische vlak van de verstijvende platen wordt aangegeven door verg. (7). Bij kleine waarden van μ , dus als de verhouding $\frac{b'}{h'}$ klein is ten opzichte van de verhouding $\frac{b}{h}$, zoodat de plooiende plaat door de verstijvende platen flink tegen verdraaien wordt vastgehouden, zal de ongunstigste

(halve) golflengte die voor volle inklemming langs de spanningslooze zijden, die in het elastische gebied $0,66 b$ bedraagt, benaderen. Bij grotere waarden van μ wordt in verband met de geringere inklemming de ongunstigste (halve) golflengte hoe langer hoe

groter. Voor $\beta = 1$ zullen, als $\mu = 1$ is, dus $\frac{b'}{h'} = \frac{b}{h}$

is en, daar $h' = h$, ook $b' = b$ is, de verstijvende platen absoluut geen inklemmingsmomenten op de plooiende plaat uitoefenen, daar alle platen dan, indien niet door de andere beïnvloed, dezelfde plooi-spanning zouden hebben en ook dezelfde golflengte, n.l. de in het elastische gebied voor vrije oplegging der zijden geldende golflengte b . Fig. 9 geeft een beeld van het plooiende staafprofiel, waar bij de lijnen met een uitbuiging nul door stippellijnen zijn aangegeven. Fig. 9, 10a en 10b werden geteekend door den heer L a u w J a n, techn. stud. In deze figuren zijn alleen de drukspanningen aangegeven, niet de plooi-momenten e.d. Daar bij $\mu = 1$ de plooiën-

de plaat geheel vrij kan plooiën, is hier $\frac{b}{h} = \left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$, dus volgens verg. (78) $\gamma_1 = 1$. Is echter β niet 1, dus h' niet gelijk aan h , dan zal wel bij $\mu = 1$, dus $\frac{b'}{h'} = \frac{b}{h}$, de plooi-spanning bij vrij opgelegd gedachte zijden voor verstijvende en plooiende platen gelijk zijn, maar niet de (halve) plooilengte, die immers resp. b' en b zou zijn, zoodat ook bij $\mu = 1$ de plooiende plaat niet vrij kan plooiën, daar ze door de verstijvende platen gedwongen zal worden te plooiën met een voor alle platen gelijke golflengte.

Daar deze gemeenschappelijke plooilengte voor alle platen, bij vrij opgelegd gedachte zijden, een grotere plooi-spanning zou vereischen dan de resp. ongunstigste plooilengten b en b' , zal de plooi-spanning van het geheel hier hoger liggen dan bij aan de zijden vrij opgelegde plooiende plaat, dus zal omgekeerd de bij een bepaalde plooi-spanning behorende verhouding $\frac{b}{h}$ ook bij $\mu = 1$ nog groter zijn dan $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$, dus volgens verg. (78) γ nog kleiner dan 1 zijn, zooals ook uit fig. 8 blijkt.

De lijnen voor $\beta = 2$ en 3 verlopen discontinu; ze bestaan uit twee takken. Daar hier h' resp. $2h$ en $3h$ is, zijn bij kleinere waarden van μ , als $\frac{b'}{h'}$ nog minder dan ongeveer $\frac{3}{4} \frac{b}{h}$ is, de verstijvende platen zoo stijf tegen verbuigen en plooiën, dat ze de plooiende plaat aan de zijanten vrijwel volkomen inklemmen, zoodat de (halve) golflengte $\frac{a}{p}$ slechts weinig groter zal zijn dan bij volle inklemming van de plooiende plaat. De drukspanningen hebben in dit gebied op

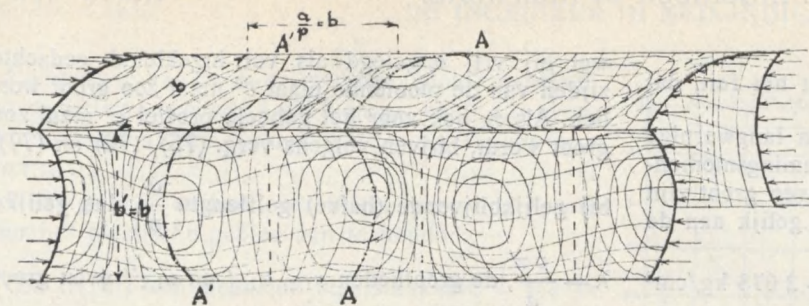


Fig. 9.

Doorsn. AA

Doorsn. AA'

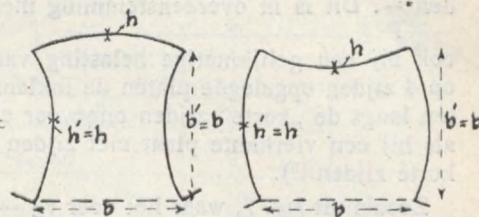
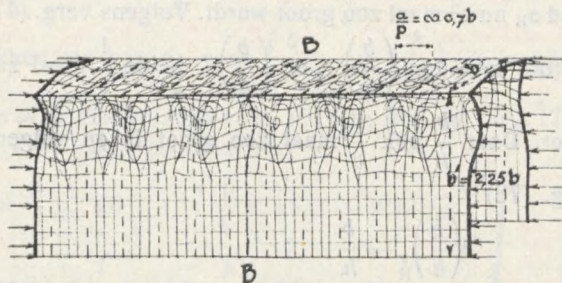
Fig. 9. Plooienvorm van een profiel waarvoor $b' = b$ en $h' = h$.

Fig. 10a.

Doorsn. BB.

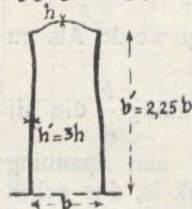
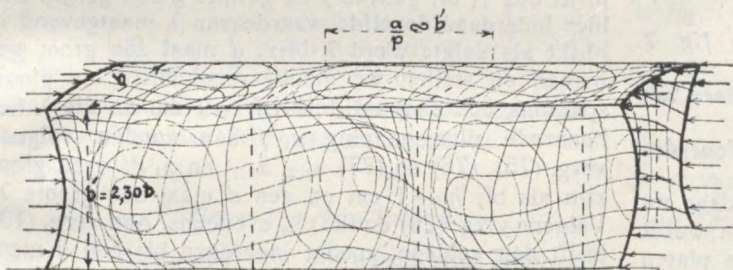
Fig. 10a. Plooienvorm van een profiel, waarvoor $\beta = \frac{h'}{h} = 3$ als $\mu < \infty, 765$.

Fig. 10b.

Fig. 10b. Plooienvorm van een profiel, waarvoor $\beta = \frac{h'}{h} = 3$ als $\mu > \infty, 765$.

de verstijvende platen slechts geringen invloed, daar ze door de plooiende plaat verbogen worden in een halve golflengte, die veel kleiner is dan hun ongunstigste plooielengte. Is $\beta = 3$, dus $h' = 3h$, dan zal

bijv. voor $\mu = \frac{3}{4}$, daar hier $\frac{b'}{h'} = \frac{3}{4} \frac{b}{h}$ is, dus $b' = \frac{9}{4} b$

is, de ongunstigste (halve) golflengte $\frac{a}{p}$ bij vrij plooi-

en van de verstijvende platen eveneens $2,25 b$ be-

dragen, terwijl ze door de plooiende plaat in een halve

golflengte $\frac{a}{p}$ van ongeveer $0,7 b$ worden verbogen

(fig. 10a). Doordat de drukspanningen hier zoo'n ge-

ringen invloed op de verstijvende platen hebben, zoodat ze meer verbogen worden (door de plooiende

plaat) dan plooiën, zullen de voor het plooiën typische functies sinus en cosinus hier ook niet voorkomen in

de vergelijking voor hun elastische vlak. De groothe-

den $\alpha_{2'}$ worden hier n.l. imaginair, zoodat de verge-

lijking van het elastische vlak van de verstijvende

platen hier door verg. (21) wordt gegeven, waarin

slechts hyperbolische functies voorkomen en waarbij

de coëfficiënten $\alpha_{1,2''}$ door verg. (22) worden bepaald.

Uit fig. 8 is te zien, dat, als μ grooter dan 0,2 wordt,

dus $\frac{b'}{h'}$ grooter dan $0,2 \frac{b}{h}$ of b' grooter dan $0,6 b$ wordt,

verdere vergrooting van b' hoegenaamd geen verdere

vergrooting van γ_1 ten gevolge heeft. Daar de ver-

stijvende platen zich gedragen als op 4 zijden opge-

legde platen met afmetingen $\frac{a}{p} \propto 0,7 b$ en b' (fig.

10a), waarop door de plooiende platen aan één zijde $\frac{a}{p}$

momenten worden uitgeoefend, is dit ook duidelijk.

Bij verdere vergrooting van b' , dus als die zijde $\frac{a}{p}$

een „korte” zijde wordt, wordt daar n.l. de weerstand

tegen hoekverdraaiing van zoo'n op 4 zijden opge-

legde plaat hoegenaamd niet kleiner meer en is prac-

tisch gelijk aan dien van een vierkante plaat met zij-

den $\frac{a}{p}$. Dit is in overeenstemming met het feit, dat ook bij een gelijkmatige belasting van langwerpige op 4 zijden opgelegde platen de inklemmingsmomenten langs de „korte” zijden ongeveer even groot zijn als bij een vierkante plaat met zijden gelijk aan de korte zijden ¹⁵⁾.

Zooals uit fig. 7, waar het voor $\sigma_E = 2\,073 \text{ kg/cm}^2$ bepaalde verloop van $\frac{b}{h}$ als functie van μ voor $\beta = 3$ ook is aangegeven, is te zien, blijft bij verdere vergroting van μ , dus van b' , de mogelijke verhouding $\frac{b}{h}$ nog 79,2, zoodat $\frac{b'}{h'} = \frac{b}{h} \mu = 79,2 \mu$ wordt. Als nu echter $\frac{b'}{h'}$ gelijk wordt aan de verhouding $\frac{b}{h}$ die bij vrije oplegging van de zijden bij een spanning $\sigma_E = 2\,073 \text{ kg/cm}^2$ nog juist mogelijk is, dus gelijk wordt aan $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv} = 60,6$, zullen de dikke verstijvende platen zelf willen gaan plooien en wel met een (halve) golflengte van ongeveer b' . Dit is dus het geval als μ groter dan $\frac{60,6}{79,2} = 0,765$ wordt. Zooals uit fig. 7 en 8 is te zien, wordt hier dan ook een andere tak voor het verloop van $\frac{b}{h}$ en γ_1 maatgevend. Voor dezen tak heeft α_2' weer een reële waarde, daar nu de drukkrachten hun invloed doen gelden en wordt dus het elastische vlak van de verstijvende platen door verg. (7) aangegeven. De (halve) golflengte $\frac{a}{p}$ zal hier ongeveer gelijk aan b' zijn (fig. 10b).

De lijnen voor γ_1 werden berekend voor een bepaalde plooispanning $\sigma_E = 2\,073 \text{ kg/cm}^2$ en een bepaalde dikte $h = 1 \text{ cm}$. Zooals gemakkelijk aan de hand van de eraan ten grondslag liggende formules (13), (20), (23), (75), (76) en (77) is te bewijzen, zijn ze ook geldig voor alle andere plooispanningen in het elastische gebied en voor andere dikten h .

Wordt bijv. uitgegaan van een andere dikte ch van de plooierende plaat, dan zal, daar de lijnen voor γ_1 voor bepaalde waarden van $\beta = \frac{h'}{h}$ zijn geteekend, de dikte van de verstijvende platen ch' moeten zijn. Blijven b en b' even groot, dan zal ook μ niet veranderen. Blijkens verg. (47) en (60) zal dan σ_E zoo-

15) Marcus. Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten. p. 170 (1932).

Bijlaard. Afleiding van eenvoudige formules voor de berekening van rechthoekige op vier zijden opgelegde platen in gewapend beton voor gelijkmatige volbelasting. *De Ingenieur* No. 23. (1935).

Bijlaard. Buigende momenten en doorbuigingen voor op vier zijden opgelegde platen in gewapend beton bij volbelasting. *De Ingenieur in Ned.-Indië* No. 12. (1935).

wel bij vrij opgelegd als vol ingeklemd gedachte zijden van de plooierende plaat c^2 maal zoo groot worden. Als σ_E ook voor het geheele profiel c^2 maal zoo groot wordt, blijven volgens verg. (75), (76) en (77),

bij gelijkblijvende (halve) golflengte $\frac{a}{p}$, dus gelijke

$\lambda = \frac{p\pi}{a}$, de grootheden $\alpha_{1,2}$, $\alpha_{1,2}'$ en $\alpha_{1,2}''$ even groot

als voor $h = 1 \text{ cm}$ en volgens verg. (20) en (23) ook θ_a . Aan verg. (13) blijft dus voldaan, zoodat inderdaad σ_E nu c^2 maal zoo groot wordt. Volgens verg. (47)

en (60) zijn dan $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$ en $\left(\frac{b}{h}\right)_{ii}$ beide $\frac{1}{c}$ maal zoo

groot. Daar $\frac{b}{h}$ ook $\frac{1}{c}$ maal zoo groot is en volgens verg. (78):

$$\gamma_1 = \frac{\left(\frac{b}{h}\right)_{ii} - \frac{b}{h}}{\left(\frac{b}{h}\right)_{ii} - \left(\frac{b}{h}\right)_{vv}} \dots \dots \dots (79)$$

blijft dus γ_1 bij gelijke β en gelijke μ ook gelijk. Dat hier inderdaad dezelfde waarde van λ maatgevend is blijkt als volgt. Werd λ bijv. d maal zoo groot genomen en stellen we dienovereenkomstig de plooispanning ook c^2 maal de bij $h = 1 \text{ cm}$ en die λ behorende plooispanning σ_E' , dan zouden volgens verg. (75), (76) en (77) $\alpha_{1,2}$, $\alpha_{1,2}'$ en $\alpha_{1,2}''$ even groot zijn als bij $h = 1 \text{ cm}$ en een d maal zoo groote λ . Volgens verg. (20) en (23) θ_a eveneens. Aan verg. (13) blijft dan voldaan, zoodat inderdaad bij een d maal zoo groote λ , dus een d maal zoo kleine golflengte, de plooispanning c^2 maal de bij die golflengte behorende plooispanning σ_E' is. Daar echter σ_E' groter dan σ_E is, is ook $c^2 \sigma_E'$ groter dan $c^2 \sigma_E$, zoodat, voor een zoo klein mogelijke plooispanning, λ even groot moet blijven als bij $h = 1 \text{ cm}$.

Wordt uitgegaan van dikten eh en eh' en breedten eb en eb' , zoodat β en μ gelijk blijven, dan zal ook σ_E gelijk blijven, zooals uit de formules is af te leiden. Wordt n.l. ook de (halve) golflengte e maal zoo

groot genomen, dus λ met $\frac{1}{e}$ vermenigvuldigd, dan worden volgens verg. (75), (76) en (77) $\alpha_{1,2}$, $\alpha_{1,2}'$ en

$\alpha_{1,2}''$ ieder $\frac{1}{e}$ maal zoo groot en wordt θ_a volgens verg. (20) en (23) e maal zoo groot. Het eerste lid

van verg. (13) wordt dan $\frac{1}{e}$ maal zoo groot, blijft dus nul, zoodat nu inderdaad σ_E niet verandert. Zoowel

$\left(\frac{b}{h}\right)_{ii}$, $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$ als $\frac{b}{h}$ blijven dus gelijk, dus volgens

verg. (79) verandert ook γ_1 niet. Op dezelfde wijze als boven kan bewezen worden, dat hier λ inderdaad met $\frac{1}{e}$ moet worden vermenigvuldigd.

Combinatie van de twee hier behandelde gevallen, dus variatie van zowel h als b als σ_E , heeft dus evenmin invloed op het verloop van γ_1 als functie van β en μ .

Het ligt voor de hand dezelfde lijnen voor γ_1 ook voor het plastische gebied aan te houden.

Om de bij een bepaalde staafslankheid $\frac{l}{i}$ toe te laten verhouding $\frac{b}{h}$ van de plooiende plaat te vinden, hebben we nog de voor $\left(\frac{b}{h}\right)_{ii}$ en $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$ gevonden betrekkingen volgens verg. (51) en (63) in verg. (78) in te vullen. Men vindt zoo:

$$\left. \begin{array}{l} \text{voor } \frac{l}{i} \leq 60 : \frac{b}{h} \leq 65 (1 - 0,22 \gamma_1) \\ \text{voor } 60 < \frac{l}{i} < 100 : \frac{b}{h} \leq 44 + 0,36 \frac{l}{i} - \\ \quad - \left(7 + 0,13 \frac{l}{i}\right) \gamma_1 \\ \text{voor } \frac{l}{i} \geq 100 : \frac{b}{h} \leq 0,8 (1 - 0,25 \gamma_1) \frac{l}{i} \end{array} \right\} \dots (80)$$

waarbij γ_1 dus uit fig. 8 door interpolatie is te vinden. Deze formules (80) zijn eveneens in Tabel I opgenomen.

e. Profielen 2 en 3 in Tabel I.

De plooivoorwaarde voor het doosprofiel luidt volgens verg. (13):

$$\alpha_1 \operatorname{tgh} \frac{\alpha_1 b}{2} + \alpha_2 \operatorname{tg} \frac{\alpha_2 b}{2} + (\alpha_1^2 + \alpha_2^2) \theta_b = 0 \quad \dots (13)$$

waarin volgens verg. (24) en (25):

$$\theta_b = \left(\frac{h}{h'}\right)^3 \frac{\alpha_1' \operatorname{tgh} \frac{\alpha_1' b'}{2} + \alpha_2' \operatorname{tg} \frac{\alpha_2' b'}{2}}{\alpha_1'^2 + \alpha_2'^2} \quad \dots (24)$$

of:

$$\theta_b = \left(\frac{h}{h'}\right)^3 \frac{\alpha_1'' \operatorname{tgh} \frac{\alpha_1'' b'}{2} - \alpha_2'' \operatorname{tgh} \frac{\alpha_2'' b'}{2}}{\alpha_1''^2 - \alpha_2''^2} \quad \dots (25)$$

terwijl $\alpha_{1,2}$, $\alpha_{1,2}'$ en $\alpha_{1,2}''$ weer door de verg. (5), (8) en (22) en in het speciale geval van het elastische gebied door de verg. (75), (76) en (77) worden gegeven.

De toe te laten verhouding $\frac{b}{h}$ kan hier weer volgens verg. (78) worden uitgedrukt, waarbij de coëfficiënt γ_1 door γ_2 vervangen is te denken. Ter bepaling van γ_2 werd op dezelfde wijze te werk gegaan als bij het onder a behandelde geval. De lijnen voor γ_2 worden

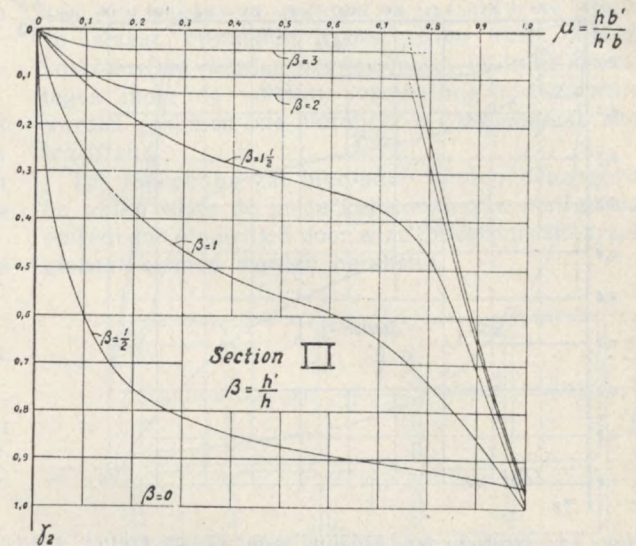


Fig. 11. Grafiek ter bepaling van de op profiel 2 en 3 in Tabel I betrekking hebbende waarde γ_2 als functie van β en μ .

in fig. 11 gegeven. Invulling van $\left(\frac{b}{h}\right)_{ii}$ en $\left(\frac{b}{h}\right)_{vv}$ in verg. (78) leidt dan tot vergelijkingen voor $\frac{b}{h}$, die identiek zijn met verg. (80) doch waarin γ_1 door γ_2 is vervangen.

In Tabel I is dit aangegeven.

f. Profiel 4 in Tabel I.

Voor dit profiel geldt de door verg. (14) gegeven plooivoorwaarde:

$$\alpha_1 \cotgh \alpha_1 b - \alpha_2 \cotg \alpha_2 b + (\alpha_1^2 + \alpha_2^2) \theta_b = 0 \quad \dots (14)$$

waarin volgens verg. (24) en (25):

$$\theta_b = \left(\frac{h}{h'}\right)^3 \frac{\alpha_1' \operatorname{tgh} \frac{\alpha_1' b'}{2} + \alpha_2' \operatorname{tg} \frac{\alpha_2' b'}{2}}{\alpha_1'^2 + \alpha_2'^2} \quad \dots (24)$$

of:

$$\theta_b = \left(\frac{h}{h'}\right)^3 \frac{\alpha_1'' \operatorname{tgh} \frac{\alpha_1'' b'}{2} - \alpha_2'' \operatorname{tgh} \frac{\alpha_2'' b'}{2}}{\alpha_1''^2 - \alpha_2''^2} \quad \dots (25)$$

terwijl $\alpha_{1,2}$, $\alpha_{1,2}'$ en $\alpha_{1,2}''$ weer door verg. (5), (8) en (22), c.q. (75), (76) en (77) worden gegeven.

Daar hier de grensgevallen voor de plooiende platen zijn: de eene zijde vrij opgelegd en de andere vol ingeklemd en beide zijden vrij opgelegd, is de toe te

laten verhouding $\frac{b}{h}$ als volgt uit te drukken:

$$\frac{b}{h} = \left(\frac{b}{h}\right)_{vi} - \left\{ \left(\frac{b}{h}\right)_{vi} - \left(\frac{b}{h}\right)_{vv} \right\} \gamma_3 \quad \dots (81)$$

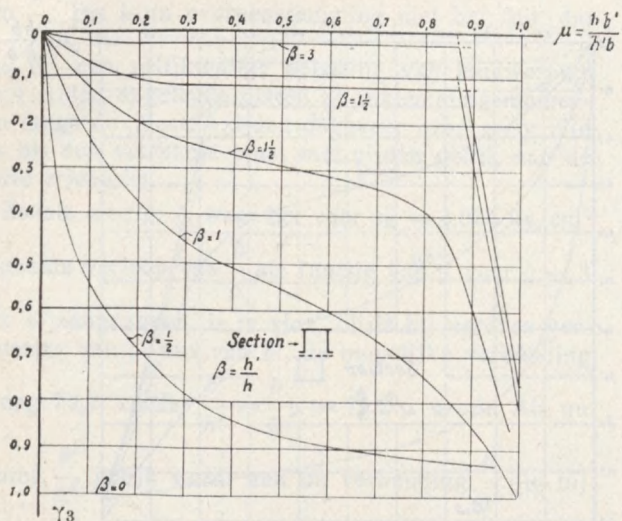


Fig. 12. Grafiek ten bepaling van de op profiel 4 in Tabel I betrekking hebbende waarde γ_3 als functie van β en μ .

In fig. 12 is γ_3 als functie van β en μ voorgesteld. Invulling van verg. (74) en (51) in verg. (81) geeft:

$$\left. \begin{array}{ll} \text{voor } \frac{l}{i} \leq 60 & : \frac{b}{h} \leq 58 (1 - 0,12 \gamma_3) \\ \text{voor } 60 < \frac{l}{i} < 100 & : \frac{b}{h} \leq 41 + 0,29 \frac{l}{i} - \left(4 + 0,06 \frac{l}{i} \right) \gamma_3 \\ \text{voor } \frac{l}{i} \geq 100 & : \frac{b}{h} \leq 0,7 (1 - 0,14 \gamma_3) \frac{l}{i} \end{array} \right\} \dots (82)$$

welke formules ook in Tabel I zijn aangegeven.

g. Profiel 5 in Tabel I.

Bij profiel 5 kunnen de platen langs de spanningslooze zijden als vrij draaibaar worden beschouwd, zoodat de toe te laten verhouding $\frac{b}{h}$ hier gelijk is aan

$$\left(\frac{b}{h} \right)_{vv} \text{ volgens verg. (51).}$$

h. Profiel 6 in Tabel I.

In Tabel I zijn ook de voor een gelijkzijdig hoekstaal geldende formules, die in een vroegere publicatie⁶⁾ werden afgeleid, aangegeven.

Met behulp van Tabel I en de bijbehorende grafieken volgens fig. 8, 11 en 12 voor resp. γ_1 , γ_2 en γ_3 kan dus onmiddellijk worden bepaald of van een staaf-

profiel met een bepaalde slankheid $\frac{l}{i}$ de verhouding

$$\frac{b}{h} > \frac{b'}{h'}$$

van de „plooiende” platen niet te groot is.

Wordt aan den in Tabel I gestelden eisch voldaan, dan zullen de platen niet plooien vóór de staaf als geheel uitknikt, dus is het plooiagevaar niet maatgevend en behoeft alleen te worden nagegaan of de staaf als geheel knikzeker is.

Het bouwen in seismisch gebied

door

C. P. BREST VAN KEMPEN,

Luitenant-Kolonel der Genie van het Koninklijk Nederlandsch-Indische Leger.

(1ste Vervolg.)

HOOFDSTUK III.

Bij het ontwerpen in acht te nemen beginselen.

Korte inhoud.

Bij het ontwerpen van een gebouw moet rekening gehouden worden met een seismischen factor, die wordt vastgesteld in verband met de intensiteit van de hevigste aardbeving welke in het onderhavige gebied heeft plaats gevonden. De periode van het gebouw moet zoo mogelijk kleiner zijn dan de kleinste periode der beschadigende c.q. vernielende aardbeving, dus kleiner dan 0,5 sec. Fundeeringsplaten van kolommen c.q. muren stevig onderling verbinden door gewapend beton balken in twee ongeveer loodrecht op elkaar staande richtingen. Verbinding tusschen fundeering en opgaand werk moet zeer stijf en solide zijn. Wanden en vloeren zoodanig construeeren, dat zij de stijfheid van het gebouw vergrooten. Onderlinge verbinding van kolommen en vloerbalken te voorzien van zeer solide hoekverstijvingen.

11. Voorbereidend onderzoek.

Men begint een onderzoek in te stellen naar de gesteldheid van den bodem.

In normalen grond, die niet zeer vast is, geldt de regel, dat de versnellingen en amplituden der aard-

schokken kleiner zullen zijn, al naar gelang de diepte onder het maaiveld groter is; men zal in normalen grond dus zoo diep mogelijk fundeeren.

Voorts zal de aardbevings-geschiedenis van de onderhavige streek moeten uitwijzen, van welke maxi-

mum intensiteit de te verwachten aardshokken zullen zijn; in verband hiermede wordt de seismische factor (zie § 12) vastgesteld.

Men verschaffe zich voorts zooveel mogelijk praktische gegevens omtrent de ligging van de dichtsbijzinde geologische breukvlakken der aarkorst; hoe dichter het te ontwerpen gebouw bij zulk een breukvlak is gelegen, hoe krachtiger de te verwachten aardshokken zijn en hoe grooter de in rekening te brengen seismische factor behoort te zijn.

Het zal in vele gevallen noodig zijn, zich ter zake te doen voorlichten door seismologen en geologen.

12. Seismische factor en winddruk.

Bij gebouwen in seismisch gebied moet een seismische factor in rekening worden gebracht, waaronder wordt verstaan de verhouding van de maximum versnelling der aardbeving tot de versnelling der zwaartekracht.

Is bijv. de horizontale seismische factor gelijk aan 0,1 dan moet het gebouw worden berekend op een in alle richtingen werkende horizontale kracht, welke gelijk is aan $0,1 \times$ (het eigen gewicht + de nuttige belasting).

De berekening van een gebouw op de horizontale traagheidskrachten der aardbeving is in een zekere mate identiek met de berekening op winddruk. Echter bestaat dit verschil, dat evenbedoelde traagheidskrachten op ieder massadeel van het gebouw werken.

Aardbevingsdruk en winddruk zijn dus twee grootheden, welke elk afzonderlijk moeten worden beschouwd.

De totale kracht uitgeoefend door een aardbeving is evenredig met het gewicht van het gebouw en de daarin aanwezige nuttige last; de kracht van den wind daarentegen is evenredig met de aan den wind blootgestelde oppervlakte.

De resulterende kracht tengevolge van een aardbeving met een bepaalde maximale versnelling op een gebouw van een willekeurigen vorm is derhalve steeds gelijk, ongeacht de richting dezer versnelling; de kracht van een winddruk van een bepaalde intensiteit op het gebouw is daarentegen verschillend al naar gelang de richting van den wind.

Een gebouw, dat naar behooren is berekend op winddruk, zal in den regel slechts in onvoldoende mate een aardbeving kunnen weerstaan.

Aangezien het vrijwel uitgesloten kan worden geacht, dat maximale windkracht en maximale aardbevingskracht op het zelfde tijdstip werken, worden beide uitgerekend en zou men slechts de grootste van de twee bij de berekening van het gebouw in aanmerking kunnen nemen.

Voorts worden bij de berekening in den regel, daar een gebouw slechts zelden door een aardbeving wordt belast, de toe te laten materiaalspanningen met 30 tot 50% verhoogd.

Ook is het zeer onwaarschijnlijk, dat op het moment der aardbeving op alle verdiepingen de maximale nuttige last is aangebracht, zoodat bij de berekening van hooge verdiepinggebouwen op seismische krachten, vaak volstaan zou kunnen worden met het invoeren van 50 à 60% van de nuttige belasting.

De verticale ontbondene van de aardbevingskracht kan voor gebouwen in Japan en in Californië volgens de aldaar bestaande voorschriften resp. conceptvoorschriften worden verwaarloosd, in Italië daarentegen moet de verticale versnelling in aanmerking worden genomen (zie hieronder bij *Italiaansche voorschriften*).

Ter toelichting zal hieronder worden aangegeven, op welke wijze de in de kolommen van een gebouw optredende momenten door wind en seismische kracht, globaal kunnen worden berekend.

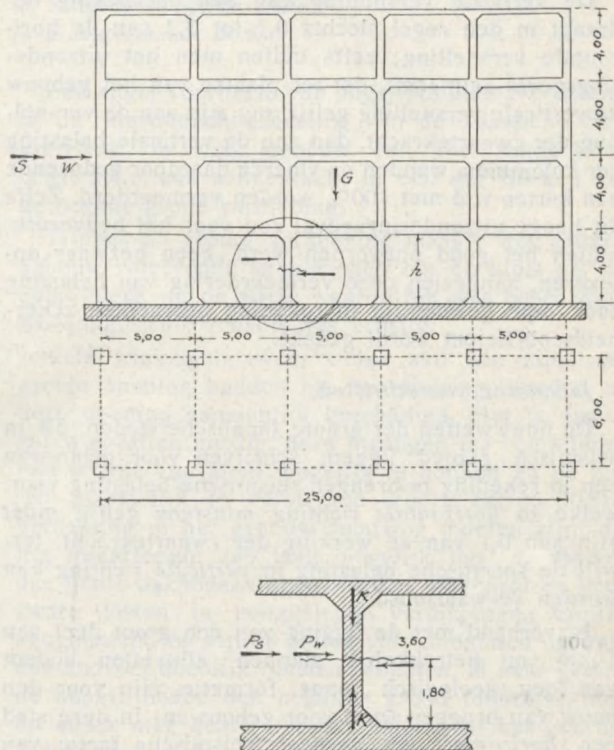


Fig. 14. Werking van winddruk en seismische kracht op een gebouw.

Fig. 14 stelt voor een doorsnede en gedeeltelijke plattegrond van een skelet van een gebouw met vier verdiepingen.

Stel het eigen gewicht per verdieping + 50% der nuttige belasting = 1 ton/m² dan bedraagt het totaal-gewicht van 4 verdiepingen per m' gebouw, ter breedte van 25 m: $25 \times 1 \times 4 \times 1 = 100$ t.

Indien de winddruk wordt aangenomen op 120 kg/m², bedraagt deze per m' gebouw:

$$W = 0,12 \times 4 \times 4 \times 1 = 1,92 \text{ t.}$$

De seismische kracht bij een seismischen factor van 0,1 is:

$$S = 0,1 \times 100 = 10 \text{ t.}$$

De druk per kolom op de begane grond verdieping =

$$K = 100 \times 6 \times \frac{1}{5} = 120 \text{ t.}$$

Het inklemmingsmoment als gevolg van den winddruk:

$$M_w = P_w \times 1,80 = 1,92 \times 6 \times \frac{1}{5} \times 1,80 = 4,147 \text{ tm.}$$

Het inklemmingsmoment als gevolg van de seismische kracht:

$$M_s = P_s \times 1,80 = 10 \times 6 \times \frac{1}{5} \times 1,80 = 21,6 \text{ tm.}$$

Bij het ontwerpen van gebouwen met een skelet van staal of van gewapend beton berekenen sommige constructeurs het skelet voor de geheele te verwachten belasting en beschouwen de vermeerdering van weerstand, verkregen door de aan te brengen stijve wanden, als een zekerheidsfactor; anderen daarentegen volstaan met een geringeren zekerheidsfactor en laten een gedeelte van de te verwachten belasting opnemen door de gewapend betonwanden en maken er aldus een gemengde constructie van.

De verticale versnelling van een aardbeving bedraagt in den regel slechts 0,1 tot 0,2 van de horizontale versnelling; zelfs indien men het uitzonderingsgeval aanneemt, dat ter plaatse van het gebouw de verticale versnelling gelijk zou zijn aan de versnelling der zwaartekracht, dan zou de verticale belasting der kolommen, wanden en vloeren daardoor gedurende een korten tijd met 100% worden vermeerderd. Zelfs dit hooge uitzonderingsgeval zou voor het bouwwerk, indien het goed ontworpen werd, geen bezwaar opleveren, aangezien deze vermeerdering van belasting door den gewoonlijk in rekening gebrachten zekerheidscoëfficiënt wordt gedekt.

Japansche voorschriften.

De bouwetten der groote Japansche steden, die in seismisch gebied liggen, schrijven voor gebouwen een in rekening te brengen seismische belasting voor, welke in *horizontale* richting *minstens* gelijk moet zijn aan 0,1 van de werking der zwaartekracht, terwijl de seismische belasting in *verticale* richting kan worden verwaarloosd.

In verband met de ligging van een groot deel van Tokio op betrekkelijk slapen, alluvialen bodem van een geologisch jonge formatie, zijn voor den bouw van bruggen (*niet* voor gebouwen) in deze stad een *horizontale* en *verticale* seismische factor van respectievelijk $\frac{1}{3}$ en $\frac{1}{6}$ voorgeschreven.

De invoering van een verticalen seismischen factor is noodig ten aanzien van constructies (zoals o.a. bekleedingsmuren en landhoofden), waarbij de gronddrukken en tegendrukken door de horizontale en verticale versnellingen, belangrijke wijzigingen kunnen ondergaan, zoowel in richting als in grootte, mede omdat hierbij wrijvingsinvloeden een rol spelen.

Voorschriften in Californië.

Door de California State Chamber of Commerce werd in 1932 een commissie van ingenieurs ingesteld, die een bouwcode ontwierp, ten einde deze in verschillende steden van Noord- en Zuid-Californië in te voeren.

De bepalingen ten aanzien van den in rekening te brengen seismischen factor zijn hieronder weergegeven (zoals men ziet is men hier terecht van meening, dat deze factor afhankelijk moet worden gesteld van de grondsoort, waarop gefundeerd wordt):

„De in rekening te brengen horizontale kracht der aardbeving is afhankelijk van het karakter van den grond, waarop de fundeering rust. Wanneer de fundeering rust op een grondsoort, waarop een belasting van twee of meer ton per vier-

kanten voet is geoorloofd, zal de horizontale kracht die men ter hoogte van alle vloervlakken der verdiepingen laat aangrijpen, gelijk moeten zijn aan $7\frac{1}{2}\%$ van het totale eigen gewicht plus de nuttige belasting van het gebouw boven dat vlak.

Rust de fundeering op een grondsoort, waarop een belasting van minder dan twee ton per vierkante voet toelaatbaar is, zoo zal de vorenbedoelde horizontale kracht gelijk moeten worden genomen aan 10% van het totale eigen gewicht plus de nuttige belasting van het gebouw boven het beschouwde vlak. Alle gebouwen op paalfundeeringen moeten ook in deze klasse opgenomen worden”.

„Indien de fundeering bestaat uit afzonderlijke voetplaten waarop kolommen steunen, moeten zulke voetplaten stevig onderling door gewapend beton balken verbonden worden in twee richtingen die ongeveer loodrecht op elkaar staan.

Elk van deze verbindingsbalken moet bestand zijn tegen een trek zoowel als een druk, welke gelijk is aan de bovengenoemde $7\frac{1}{2}\%$ of 10% van de verticale belasting van de zwaarste van de twee desbetreffende fundeeringsvoetplaten”.

Italiaansche voorschriften.

De Italiaansche voorschriften voor gebouwen in seismisch gebied zijn nog strenger dan de Japansche, in verband met de omstandigheid, dat de plaatselijk verkrijgbare materialen in de kleine Italiaansche plattelandsdorpen van minder goede kwaliteit zijn en de bewoners toch op het gebruik van die materialen zijn aangewezen.

De in rekening te brengen horizontale seismische factor moet hier bedragen:

- $\frac{1}{8}$ voor de benedenverdieping;
- $\frac{1}{8}$ voor de eerste verdieping;
- $\frac{1}{6}$ voor de daarboven gelegen verdieping(en).

Bij gebouwen van meer dan 12 m hoogte moet de seismische factor $\frac{1}{6}$ zijn voor alle verdiepingen.

Voorts moet bij de som van het eigengewicht en de nuttige last veiligheidshalve 50% worden opgeteld met het oog op de *verticale* versnelling der aardbeving.

13. Monolithische bouw wijze.

Het geheele gebouw behoort als een monoliet te worden uitgevoerd, dus bij gewapend betonwerk liefst stornaden vermijden en anders die naden zeer nauwlettend volgens de voorschriften uitvoeren (zie § 31).

Zware onderdeelen, welke gewoonlijk pas bij de afwerking worden aangebracht en niet zeer stevig kunnen worden bevestigd, zoals zware kroonlijsten, borstweringmuren, zware plafondversieringen, behoren te worden vermeden, daar zij bij aardshokken spoedig afvallen en een groot gevaar vormen voor de bewoners.

14. Periode.

Men kiese de hoogte, de stijfheid en de massaverdeeling van het gebouw zoodanig, dat de periode zoo mogelijk kleiner is dan 0,5 sec; bij zeer hoge gebouwen met meer dan 8 verdiepingen behoort de periode zoo mogelijk of kleiner dan 0,5 sec, of grooter dan 2 sec te zijn; aldus kan resonantie met de periode der aardshokken niet voorkomen (zie Hoofdstuk II voor practische gegevens omtrent de perioden van verschillende soorten bestaande gebouwen). Het vorenstaande houdt verband met de omstandigheid, dat blijkens ervaring de perioden van de aardbevingen, die ernstige beschadiging of vernieling van gebouwen ten gevolge hebben, gelegen zijn tusschen 0,5 sec en 2 sec.

15. Massaverdeeling in gebouwen.

Er behoort vooral naar te worden gestreefd, de massa gelijkelijk over den plattegrond van het gebouw te verdeelen.

In den regel wordt veel aardbevingschade aange troffen in gebouwen met onderdeelen van verschillende hoogten, bijv. is een gebouw voorzien van een toren of een gebouw waarvan een onderdeel een grooter aantal verdiepingen heeft dan het overige gedeelte, zeer in het nadeel.

Er zullen spoedig scheuren ontstaan bij de aansluiting van deze onderdeelen van verschillende hoogte, die uiteraard met verschillende perioden en amplituden in slingering worden gebracht.

Ook moet zooveel mogelijk worden voorkomen, dat sommige gedeelten van een gebouw met een grootere stijfheid worden geconstrueerd dan andere gedeelten. Wanneer bijv. één zijde een wand heeft met weinig openingen, terwijl aan de tegenovergestelde zijde de openingen een veel grooter oppervlak hebben, zal bij een aardshok de eerstbedoelde wand, die een grootere stijfheid bezit, bij slingering minder doorbuigen dan de andere. Tijdens een zeer krachtige aardbeving kan zulk een gebouw bijgevolg spoedig in een roteerende slingering geraken, waardoor ernstige vernieling in de hand wordt gewerkt.

Een voorbeeld hiervan is het door de aardbeving van 1 September 1923 geheel ingestorte, uit 3 verdiepingen bestaande winkelgebouw Yotsusjamitsuka te Tokio, dat in plattegrond nagenoeg vierkant was, terwijl de buitenwanden van twee aangrenzende zijden van de benedenverdieping vele groote openingen, de twee andere zijden geringere openingen hadden. Bij de aardbeving stortte het geheele gebouw in, aangezien de kolommen in en nabij de samenkomst van de twee aangrenzende zijden met de groote openingen werden vernield.

Fig. 15 geeft een schetsmatige voorstelling van de wijze van uitbuiging van gebouwen, waarvan de deuren raamopeningen op verschillende wijzen in de wanden zijn aangebracht; uit deze figuur blijkt, dat naar een zooveel mogelijk symmetrische verdeling van deur- en raamopeningen moet worden gestreefd.

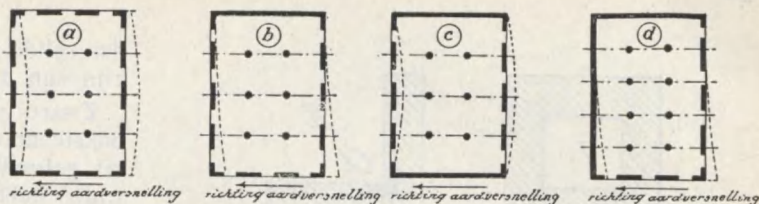


Fig. 15. Uitbuiging van een gebouw met raam- en deuropeningen:

- in alle 4 zijden;
- in 3 van de 4 zijden;
- in 2 tegenoverliggende zijden;
- in 2 aangrenzende zijden.

Een ander voorbeeld van ongelijke massaverdeeling is de Marunouchi-afdeeling van de Yokohama-Shokin-Bank, in welk gebouw een zeer solide kluisconstructie was aangebracht in één der hoeken van de begane grond verdieping.

Tijdens de groote aardbeving maakte het geheele gebouw roteerende slingeringen om de kluis als as; zulks bleek uit de wijze waarop het was beschadigd. De aangerichte schade was ernstig.

Vele winkelgebouwen, welke aan één zijde een groote opening hadden als hoofdingang, werden bij deze opening aanzienlijk beschadigd. Het is dus in zulke gevallen noodig, deze ingangen ter voorkoming van schade zoo klein mogelijk te houden en de muren plaatselijk te versterken. Voorts zal de massaverdeeling in het gebouw zoodanig moeten zijn, dat het zwaartepunt zoo laag mogelijk ligt; er moeten dus lichte dakbedekkingen worden toegepast en geen zware lasten in hooggelegen verdiepingen worden aangebracht, terwijl de dikten van kolommen en wanden zooveel doenlijk moeten afnemen, al naar gelang de hoogte boven den beganen grond toeneemt. Een en ander mag echter nimmer leiden tot het gebruik van minder solide materialen, zooals bijv. holle betonsteen voor de wanden en minder vast steenslag voor het beton der vloeren en wanden. Voor vloeren en wanden moet steeds P. C.-beton worden gebruikt, waarin grind of steenslag van zeer goede kwaliteit is verwerkt.

Al naar gelang het zwaartepunt laag ligt, is de periode en daardoor de grootste dynamische uitbuiging van het gebouw kleiner en is de kans op schommelingen en scheeven stand bij slappen bodem (zie § 17) geringer.

16. Plattegrond.

De vorm van den plattegrond is van grooten invloed op de mate, waarin het gebouw bestand is tegen aardbevingen. Gebouwen met een vierkante of nagenoeg vierkanten plattegrond zijn meer bestand tegen aardbevingen, dan langgerekte, rechthoekige gebouwen.

Ook de op fig. 16, I aangeduide plattegrond is zeer geschikt.

Veel minder gunstig zijn de vormen II, III en IV volgens fig. 16.

Een voorbeeld van den vorm II volgens fig. 16 is het op 1 September 1923 geheel ingestorte Naigai-gebouw dat in Hoofdstuk VI § 34 meer uitvoerig is

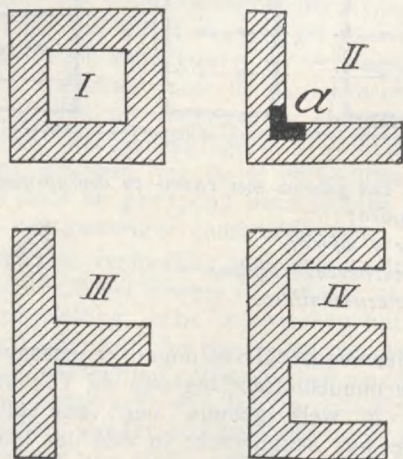


Fig. 16. Plattegrondvormen van gebouwen:

I. geschikt met het oog op aardbeving;

II, III en IV minder geschikt.

beschreven en waarvan de samenkomst der beide vleugels bovendien nog verzwakt was door de aanwezigheid aldaar (bij a in even genoemde figuur) van liftkoker en trappenruimte, waardoor een spoedige vernieling in de hand werd gewerkt.

Twee eventueel loodrecht op elkaar staande vleugels bij een aardschok van een willekeurige richting, van een gebouw, hebben een ongelijke stijfheid en verkrijgen aldus een verschillende uitbuiging, zoodat bij de aansluiting dier vleugels spoedig beschadiging zal plaats vinden.

17. Fundeeringen.

De druk op den ondergrond per eenheid van oppervlak dient zoo gering mogelijk te worden genomen.

De fundeering behoort zoo mogelijk te bestaan uit een zeer stijve, solide onder het geheele oppervlak van het gebouw doorlopende plaat van gewapend beton.

Kan om economische redenen een onder het geheele gebouw doorlopende plaat niet worden toegepast, dan behooren in elk geval de afzonderlijke fundeeringsplaten van kolommen c.q. muren, onderling stevig te worden verbonden door gewapend betonbalken in twee ongeveer loodrecht op elkaar staande richtingen. Deze verbindingen zijn noodzakelijk met het oog op de te verwachten verschuivingen van grondmassa's en scheurvormingen in den grond ter plaatse van het gebouw. Elk dezer balken moet worden berekend op een trek- en een drukkracht, welke gelijk is aan de som van de verticale belastingen van de beide voetplaten, welke door den balk worden verbonden.

Het is van veel belang, de buiten- en binnenwanden van het gebouw zooveel mogelijk aan de benedenzijde te doen aansluiten op de bedoelde, tusschen de voetplaten der kolommen aangebrachte verbindingsbalken, daar aldus de geheele fundeering zich meer als één geheel zal gedragen en ongelijke zettingen beter kunnen worden voorkomen. De fundeeringen onder de hoeken van het gebouw make men bijzon-

der solide, aangezien zij op deze punten onderhevig zijn aan de grootste krachten.

Zware gebouwen, bijv. van gewapend beton of baksteen metselwerk zullen in het algemeen, indien zij gefundeerd zijn op zeer vasten grond, meer te lijden hebben van een aardbeving, dan indien zij op minder vasten bodem liggen, aannemende dat in beide gevallen de aardbeving van *gelijke* intensiteit is, hetgeen zij uiteraard in den regel niet is. Op zeer vasten grond n.l. zullen deze gebouwen de beweging van den bodem met dezelfde versnelling moeten meemaken, terwijl echter op minder vasten grond, dank zij de veerende, terugwijkende werking van den bodem, de op het bouwwerk overgebrachte krachten der aardbeving, indien deze van korten duur is, geringer zullen zijn.

Het is aan deze veerende werking te danken, dat zeer snelle aardslingeringen van korten duur aan zulk een gebouw niet een overeenkomstige beweging kunnen meedeelen. Ook is het te Tokio meermalen waargenomen, dat bij een hoog gebouw van betrekkelijk gering oppervlak de beweging van een aardbeving op den vloer der benedenverdieping gepaard ging met de eigen vrije slingeren van het gebouw, op soortgelijke wijze als eigen, vrije slingeren zijn waargenomen op de bovenste verdiepingen van buigzame gebouwen van een groot oppervlak ⁹⁾.

Hieruit blijkt, dat de fundeering van een zwaar bouwwerk (bijv. een gebouw van baksteen of gewapend beton), niet geheel vast ligt, doch eenigszins ten opzichte van den bodem kan bewegen, hetgeen mogelijk is door de veerende werking van den grond.

Aan deze werking kan dan ook worden toegeschreven, dat op minder vasten bodem de vernielende invloed van een aardbeving op baksteen gebouwen soms minder groot is dan op vasten bodem. De intensiteit van de Japansche aardbeving van 1 September 1923 was grooter in het lagere, alluviale gedeelte van Tokio dan in het hoogere, diluviale gedeelte, zoodat het aantal vernielde houten gebouwen in het lagere gedeelte veel grooter was dan in het hoogere deel; het tegendeel was echter het geval met de baksteen gebouwen, zooals blijkt uit onderstaande opgave ¹⁰⁾.

Percentage van beschadigde gebouwen, in verhouding tot het totale aantal.

Situatie	Houten gebouwen	Baksteen gebouwen
Op hoogen diluvialen grond	3,7%	87,7%
Op lagen alluvialen grond	17 %	81,4%

Een soortgelijke gevolgtrekking ten aanzien van baksteen gebouwen kan worden gemaakt bij beschouwing van de in Hoofdstuk V § 27 vermelde opgave van het „Tokyo Building Department”.

Ook de omstandigheid, dat bij vele groote gebouwen in de Marunouchi-wijk, dus op minder vasten

9) Dr. Suyehiro. Engineering seismology. *Proceedings of the Am. Society of Civ. Engineers*. May 1932, blz. 105.

10) Dr. Suyehiro. Engineering seismology. t.a.p.



9



10



12



14



15

13



alluvialen grond gelegen, de tegen de wanden van het gebouw aansluitende trottoirtegels op vele plaatsen vernield waren, wijst er op, dat deze gebouwen ten gevolge van de veerende werking van den grond onder de fundeering, op een andere wijze slingerden dan de omliggende bodem.

Het verdient dan ook aanbeveling om zoo mogelijk een sleuf open te houden rondom het gebouw en aldus zorg te dragen dat de omringende grond van af bovenkant fundeeringsplaat tot het maaiveld, niet aansluit tegen de wanden van het gebouw. Hierdoor zal de op het gebouw uitgeoefende kracht der aardbeving worden verminderd.

Dit gaat vooral op bij gebouwen, waarvan de fundeering zeer diep en op een vastere grondlaag ligt, zooals bijv. gebouwen met een kelderverdieping, terwijl zich slappere grond bevindt boven deze vastere laag.

Bij niet al te slappen bodem en bij een betrekkelijk gering gewicht van het gebouw, dat bijv. niet meer dan drie verdiepingen hoog is, verdient het de voorkeur, onder de fundeering geen palen toe te passen, welke in een vaste laag reiken, doch een breede fundeeringsplaat aan te brengen met zoo noodig korte palen er onder, die slechts op kleef worden belast. Aldus kan geprofitteerd worden van de vorenbedoelde veerende werking van den grond en zullen de op het gebouw werkende krachten der aardbeving minder groot zijn, terwijl toch de door de fundeering op den bodem uitgeoefende druk beneden het toelaatbare maximum blijft, zoodat scheefzakking van het gebouw als gevolg van een aardbeving wordt voorkomen. Een fundeering van deze soort bevindt zich onder het Imperial Hotel te Tokio, welk gebouw in de Marunouchi-wijk staat op alluvialen grond met betrekkelijk weinig draagvermogen. De fundeering rust op gewapend beton palen van slechts 2,40 m



Fig. 17. Paalfundeering bij slappe bovenlaag.

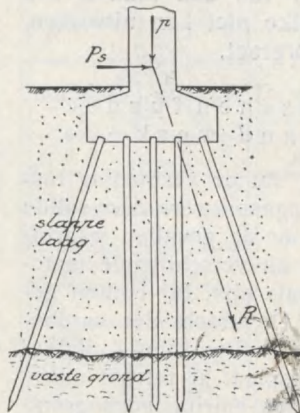


Fig. 18. Maatregelen tegen breuk der palen.

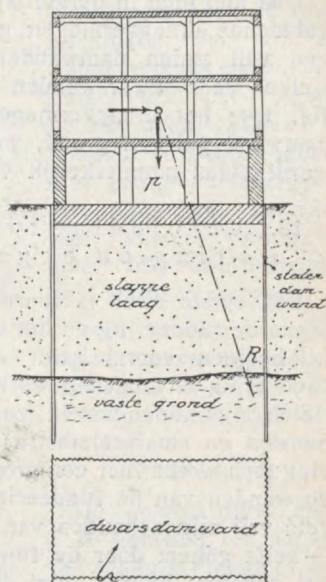


Fig. 19. Fundeering met stalen damwand.

lengte, welke niet tot op de vaste laag reiken en op 0,60 m afstand hart op hart van elkander staan.

Het gebouw is gedeeltelijk drie en ten deele vier verdiepingen hoog en leed nagenoeg geen schade door de groote aardbeving van 1 September 1923. Slechts verzakte de vloer van de eetzaal eenigermate, hetgeen met geringe kosten werd hersteld.

Is daarentegen de bodem slap en van een niet homogene samenstelling dan loopt men kans dat het gebouw bij een aardbeving scheef zakt.

Een voorbeeld van zulk een geval is afgebeeld op foto no. 9 (zie plaat II) voorstellende een hospitaalgebouw in gewapend beton in Nieuw-Zeeland, dat door de aardbeving van 3 Februari 1931 een scheeven stand verkreeg en daardoor uiteraard onbruikbaar werd.

Een ander voorbeeld toont foto no. 10, zijnde een baksteenwoning te Tokio, welke op 1 September 1923 door de aardbeving een hellenden stand verkreeg, omdat niet alleen de ondergrond slap was, maar die grond ook ten deele wegzakte in een nabijgelegen kanaal.

Hieruit blijkt derhalve, dat een tegen aardbevingen bestand zijnd gebouw van weinig waarde is, indien ten aanzien van het draagvermogen van den bodem niet een ruime zekerheidscoëfficiënt in acht is genomen.

Bij slappen bodem kan het dus noodzakelijk zijn, een paalfundeering toe te passen, waarvan de palen tot in een eventueel aanwezige vaste laag reiken (zie fig. 17).

Men zij er op bedacht, dat bij plotselingen overgang van slappen grond in vasten bodem er kans bestaat op breuk der palen iets boven de vaste laag; ter voorkoming hiervan zal het noodig zijn aan weerszijden der fundeering palen in schuinen stand te plaatsen (zie fig. 18).

Verklaring der afbeeldingen van de overstaande plaat II.

- Foto 9. Hospitaal-gebouw in gewapend beton te Napier (Nieuw-Zeeland), in scheeven stand geraakt door de aardbeving van 3-2-1931.
- Foto 10. Woonhuis in baksteen te Tokio, in scheeven stand geraakt door de aardbeving van 1-9-1923.
- Foto 11. Veel voorkomende wijze van instorting van een Japansche houten woning van 2 verdiepingen.
- Foto 12. Japansch houten schoolgebouw van 2 verdiepingen, waarvan de 1ste verdieping is vernield.
- Foto 13. Als foto 12.
- Foto 14. Japansch houten schoolgebouw van 2 verdiepingen, vernield ter plaatse van het vereenigingslokaal.
- Foto 15. Japansch houten schoolgebouw, in het middelste derde gedeelte uitgebogen en beschadigd.

Ook kan men in dergelijke gevallen de fundeering voldoende draagvermogen geven door het aanbrengen van stalen damwanden langs den omtrek¹¹⁾, welke door dwarswanden worden verstijfd (zie fig. 19); het draagvermogen van den binnen den damwand gelegen grond, welke niet kan uitwijken, wordt aldus aanmerkelijk vergroot.

18. Verbinding tusschen fundeering en opgaand werk.

Een eerste eisch is voorts, dat de verbinding tusschen de fundeering en het opgaand werk zeer solide is, hetgeen vooral geldt voor de gevallen waarbij fundeering en opgaand werk uit verschillende materialen zijn samengesteld (zooals bijv. bij houten gebouwen en staalskeletbouw). De kracht der aardbeving toch wordt voor een groot deel en soms — indien de wanden van de fundeeringsplaat af tot het maaiveld vrij zijn gehouden van den omringenden grond — zelfs geheel door de fundeering overgebracht op het gebouw; hieruit volgt dat die verbinding in het bijzonder zeer groote dwarskrachten moet kunnen opnemen. Er zijn vele voorbeelden van gebouwen, welke ter plaatse van de aansluiting der fundeering en het opgaand werk ernstig werden beschadigd, wegens den onvoldoenden weerstand der constructie tegen bedoelde dwarskrachten.

Door enkele deskundigen in Japan en in Italië wordt aanbevolen tusschen de fundeering en het opgaand werk geen onwrikbare, doch een beweeglijke verbinding met behulp van kogel- of rollagers aan te brengen, waarin de wrijving dusdanig groot behoort te zijn, dat er door winddruk geen beweging in het gebouw kan komen, terwijl daarentegen bij een krachtige aardbeving de fundeering ten opzichte van het opgaand werk in horizontalen zin kan slingeren met een dubbele amplitude van ten hoogste 40 cm. Hierdoor kan bij het ontwerpen van het boven de fundeering gelegen gedeelte van het bouwwerk worden volstaan met een veel geringeren seismischen factor.

Ofschoon er in dezen geest reeds ontwerpen werden gemaakt en het beginsel theoretisch ongetwijfeld juist is¹²⁾, werd deze oplossing bij eenigszins groote en zware gebouwen zoowel in Japan en Amerika, als in Italië nog nimmer uitgevoerd, daar een practisch goed bruikbare constructie voor de opleggingen nog niet schijnt te zijn gevonden. Aangezien voorts in Japan een soortgelijke oplossing in slechts *zeer enkele* gevallen, uitsluitend bij *kleine* éénverdiepingsgebouwtjes van gewapend beton tot uitvoering werd gebracht, zal een verdere beschouwing van deze constructies hier achterwege worden gelaten.

19. Wanden.

Een gebouw is des te beter bestand tegen aardbevingen, al naar gelang de buitenmuren solider en stijver zijn geconstrueerd en al naar mate er meer binnenmuren zijn van voldoende stijfheid.

11) Zie: R. Briske. Die Erdbebensicherheit von Bauwerken. *Die Bautechnik*, jaargang 1927.

12) Zie bijv.: Viscardini. Erdbebensichere Gründungen. *Beton und Eisen* 1925, Heft 6, blz. 99.

Zelfs bestaan er vele voorbeelden van gebouwen in Tokio, welke ontworpen waren zonder seismischen factor in rekening te brengen en welke toch tijdens de aardbeving van 1 September 1923 ongeschonden bleven, hetgeen te danken was aan een groot aantal solide muren, die doelmatig over den plattegrond waren verdeeld.

Gewapend beton wanden behooren, bij aanwezigheid van een skelet, stevig hieraan te worden verbonden met wapeningsijzer. Hoe minder deur- en raamopeningen zich in de wanden bevinden, hoe beter het gebouw tegen aardschokken bestand is (zie fig. 15).

Voorts moeten deze deur- en raamopeningen in de buitenwanden zoover mogelijk verwijderd blijven van de hoeken van het gebouw, daar de wandgedeelten nabij de hoekpunten bij aardbevingen de grootste spanningen hebben te doorstaan.

Voor verdere bijzonderheden betreffende de constructie van wanden wordt verwezen naar Hoofdstuk VI § 32 en Hoofdstuk VII § 38.

20. Vloeren.

De vloeren behooren van een zoodanig stijve constructie te zijn, dat zij de seismische krachten overbrengen en gelijkelijk verdeelen over alle wanden en tevens over alle kolommen en balken van het skelet, indien dit aanwezig is. Aldus kan een gewapend beton vloer eigenlijk worden beschouwd als een groote ligger, welke horizontaal tusschen de buitenwanden van het gebouw is aangebracht, met de smalle zijde verticaal en de breede zijde horizontaal liggende.

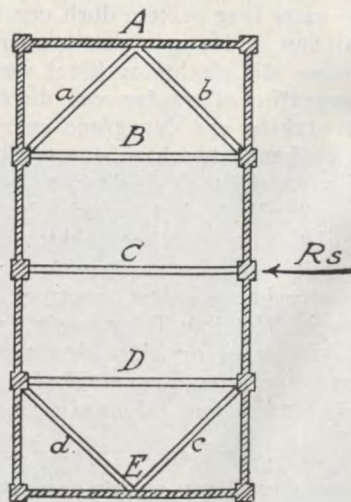


Fig. 20. Wijze van aanbrengen van de vloerbalken.

Hebben we bijv. een verdiepinggebouw met een plattegrond volgens fig. 20 en stellen A, B, C, D en E de ramen van het skelet (kolommen en moerbalken) voor, terwijl er in de ramen A en E wel, daarentegen in de ramen B, C en D geen muur is aangebracht. Als gevolg hiervan zijn de ramen B, C en D aanzienlijk minder stijf dan de ramen A en E.

Treedt er nu een aardschok op volgens de richting R_s , dan zullen de daardoor opgewekte krachten door den vloer grotendeels worden overgebracht op de

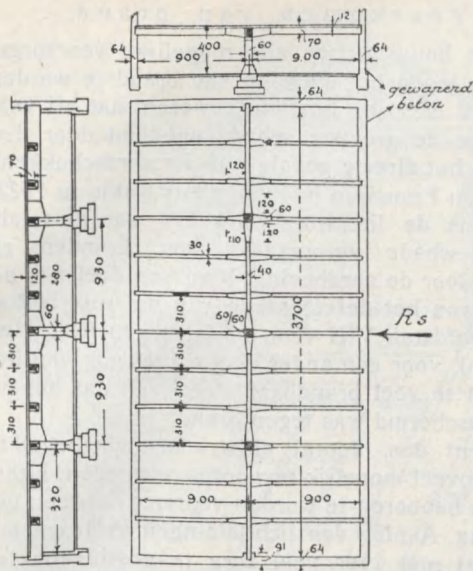


Fig. 21. Gewapend beton vloer van gewone constructie.

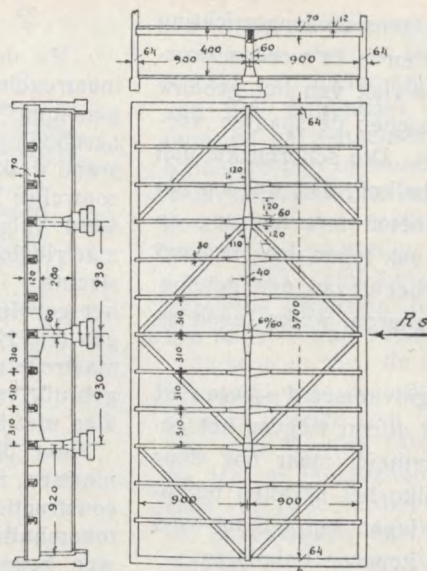


Fig. 22. Dezelfde vloer van fig. 21 met diagonalen tegen aardbeving.

uiterste ramen A en E, welke als het ware de opleggingen vormen van den als ligger beschouwd vloer.

Het is duidelijk, dat de balken B, C en D niet alleen aan een neerwaartsche doorbuiging, doch ook aan druk onderhevig zijn en dus steeds een dubbele wapening moeten verkrijgen.

Ook kan gemakkelijk worden ingezien, dat indien in de hoeken van het gebouw in een schuine richting loopende vloerbalken (zie balken a, b, c en d in fig. 20) worden toegevoegd, de vloer nog beter in staat zal zijn de op de langswanden werkende seismische krachten over te brengen op de kopwanden. Zonder de aanwezigheid der balken a, b, c en d zal eerder breuk optreden in den vloer en de langswanden.

De voorafgaande beschouwingen gelden uiteraard ook voor gebouwen zonder skelet. Fig. 21 en 22 stellen een vloer der eerste verdieping van een gebouw voor. Bij aanwezigheid van de in schuine richting loopende balken volgens fig. 22 zal de vloer niet alleen beter bestand zijn tegen de horizontale krachten van aardbevingen, maar ook beter geschikt om deze krachten, indien zij loodrecht op de langswanden werken, over te brengen op de kopwanden. Voor verdere bijzonderheden omtrent vloeren wordt verwezen naar Hoofdstuk VI § 32.

21. Kolommen en balken.

De verbindingsbalken tusschen de kolommen moeten aan hun uiteinden in staat zijn de seismische krachten op te nemen; met het oog hierop moeten bij de samenkomst van kolommen en balken zeer solide hoekverstijvingen worden aangebracht. Kolommen en balken worden in gewapend beton, dan wel in staal met gewapend beton bekleding uitgevoerd.

Bij hooge gebouwen wordt de noodige stijfheid in de verbindingsbalken verkregen, door deze uit te voeren als ijzeren vakwerkliggers met evenwijdige randen, welke liggers c.q. in de betonmuren worden opgenomen. De hoogte dier liggers wordt uiteraard

beperkt door den verticalen afstand tusschen de raamopeningen, dan wel tusschen de deur- en raamopeningen der opeenvolgende verdiepingen. Stalen kolommen en balken moeten met gewapend beton worden omgeven, waardoor niet alleen versterking, maar ook vuurbestendigheid wordt verkregen.

Voor verdere bijzonderheden omtrent kolommen en balken wordt verwezen naar Hoofdstuk VI § 32.

22. Dak en.

De opmerkingen onder § 20 gemaakt ten aanzien van vloeren, gelden voor een groot deel ook voor daken. De dakconstructie

moet liefst geheel stijf zijn, bijv. van gewapend beton, waardoor zij als één geheel werkt om de aardbevingskrachten over te brengen op alle wanden en kolommen. Een gewapend beton dak heeft echter een groote massa, wat met het oog op de aardbevingen een nadeel is.

Indien afgezien wordt van de toepassing van een plat dak, verdient voor de spanten, althans voor grotere gebouwen, het materiaal gewapend beton of ijzer de voorkeur boven hout (meer stijfheid en minder brandgevaar), terwijl uiteraard de dakbedekking zoo licht mogelijk behoort te zijn.

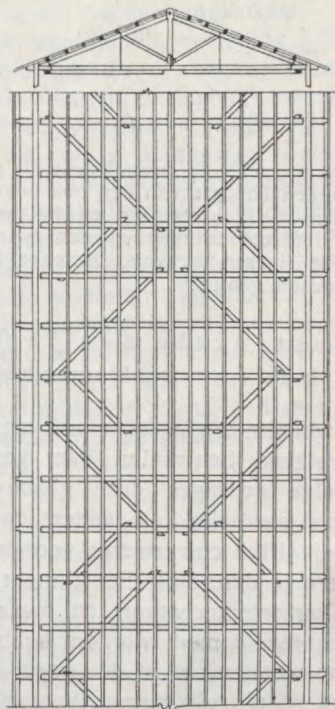


Fig. 22a. Kapgebinten volgens de lengterichting van het gebouw geschoord.

De kapspanten behooren volgens de lengterichting van het gebouw van solide schoren te worden voorzien, welke het geheele oppervlak van het gebouw bestrijken; in alle ruimten tusschen de spanten worden dus schoren aangebracht. Die schoren kunnen worden bevestigd aan de bintbalken, dan wel aan de kapbeenen. De bintbalken moeten met het oog op seismische krachten uiteraard ook tegen druk bestand zijn. *Fig. 22a* geeft een voorbeeld van een gebouw met houten kapspanten met schoren, welke tegen de bintbalken zijn aangebracht.

Asbest-cementplaten en gegalvaniseerd ijzeren of koperen platen verdienen niet alleen wegens het geringe gewicht en de brandvrijheid, maar ook door de wijze van bevestiging, welke het afvallen onmogelijk maakt, aanbeveling. In Japan wordt thans veel gebruik gemaakt van dunne, koperen dakplaten.

Bij gebruik van pannen behooren deze, bijv. met behulp van houtschroeven of ijzerdraad, stevig aan de panlatten te worden bevestigd; wordt deze voorzorg niet genomen, dan raken zij bij een hevige aardbeving los en vallen af. Bovendien wordt het brandgevaar vergroot, indien door het losraken en afvallen van pannen, gaten in de daken ontstaan, waardoor vonken van in de nabijheid brandende perceelen kunnen binnenvallen; een snelle uitbreiding van een eventueel reeds ontstanen brand zou aldus worden bevorderd.

23. Voorkomen van brand.

Bij den bouw dienen alle mogelijke voorzorgsmaatregelen tegen het ontstaan van brand te worden genomen. De ervaring heeft uitgewezen, dat bij vele aardbevingen de grootste schade ontstond door den brand welke het directe gevolg was der aardchokken; zoowel te San Francisco in 1906, als te Tokio in 1923, werd volgens de literatuur rond 95% van de totale materiele schade veroorzaakt door branden en slechts 5% door de aardbeving. Voor een deel was dit het gevolg van het defect raken van de waterleidingen (zie Hoofdstuk VIII voor de daartegen te treffen maatregelen), voor een ander deel echter ook van het gebruik van te veel brandbaar materiaal, dat bovendien niet beschermd was tegen brand.

Hout dient dus, vooral althans in dicht bevolkte plaatsen, zooveel mogelijk te worden vermeden. IJzerconstructies behooren te worden voorzien van een betonomhulling. Aanleg van lichtleidingen in de gebouwen behoort met zeer veel zorg te geschieden ter voorkoming van kortsluiting bij aardchokken (zie ook Hoofdstuk IX, § 58 en 59). Met het oog hierop en ook ter vermindering van defecten in de waterleiding verdient het aanbeveling alle draden van electrischen stroom en alle waterleidingbuizen in daartoe onder het gebouw en door de wanden aangebrachte kokers te leggen en zorgvuldig het opnemen dier leidingen in beton- of metselwerk te vermijden.

Deze maatregelen waren o.a. in het Imperial Hotel te Tokio genomen; het gunstige gevolg hiervan was, dat op 1 September 1923 geen enkel defect in de licht- en waterleidingen van dit hotel werd geconstateerd.

HOOFDSTUK IV.

Houten gebouwen.

Korte inhoud.

Hout is, ondanks de brandbaarheid, goed bruikbaar als bouw materiaal voor kleinere gebouwen van ten hoogste drie verdiepingen (hoogte van den nok boven den vloer ten hoogste 12,5 meter). Tusschen de stijlen onderling, alsmede tusschen de gebintstijlen en balken moeten zeer solide schoren en diagonaalverbindingen worden aangebracht. De houtverbindingen moeten worden tot stand gebracht met gebruik van stevige moerbouten en worden versterkt met ijzeren beugels. Belangrijkste bepalingen der Japansche voorschriften betreffende houten gebouwen in seismisch gebied.

24. Constructie der Japansche houten gebouwen.

Houten woonhuizen werden in Japan doorgaans gebouwd volgens beginselen van generaties her. Dientengevolge gedragen deze gebouwen zich ten opzichte van aardchokken anders dan die van de meest gebruikelijke constructies voor houten woningen in andere landen. Daar het klimaat niet zoo ruw is, dat de kamertemperatuur ten deele met behulp der muren geregeld moet worden, hebben de Japansche gewone woonhuizen in den regel slechts dunne buitenmuren en zijn de meeste kamers alleen afgesloten met de onder den naam „fusuma” bekende schuifbare houten schermen (*fig. 23*). Uit een oogpunt van stabiliteit is deze constructiemethode ongewenscht.

De samenstelling der buitenmuren is geheel verschillend van die in andere landen. In Japan wordt de muur gemaakt uit verticaal en horizontaal in het hart geplaatste bamboelatten, op hun kruispunten tezamen gebonden met strookoord. Dit samenstel wordt bedekt met een laag specie van ongeveer 6 cm dik, bestaande uit losse zandige aarde, gemengd met klei. De houten regels in den muur worden uit aesthetische overwegingen niet bepleisterd. Deze constructie is niet bestand tegen horizontale aardbevingskrachten, daar diagonaalverbindingen ontbreken.

De verbinding tusschen stijlen en regels wordt met pen en gat gemaakt, tegenwoordig dikwijls met ijzer versterkt.

Voor dakbedekking worden in Japan op groote schaal aarden pannen gebruikt, die vuur- en waterbestendig zijn, de warmte slecht geleiden en zoowel

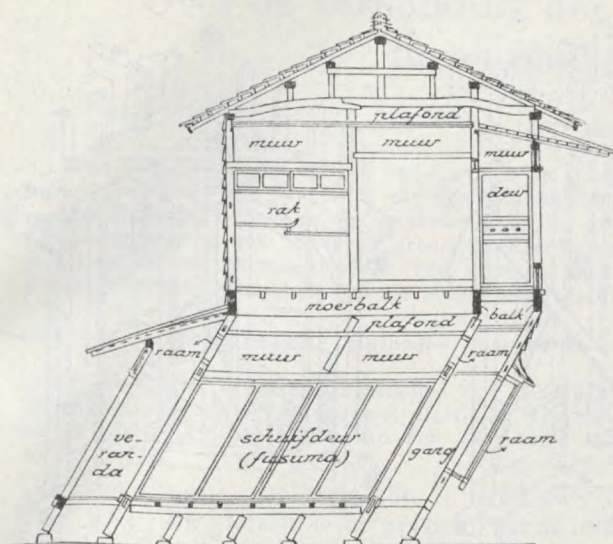


Fig. 23. Gebruikelijke constructie van Japansche houten woningen met 2 verdiepingen, gebouwd vóór 1923, en wijze waarop veelal instorting plaats vond.

duurzaam als goedkoop zijn. Daar staat tegenover, dat zij zwaar zijn, t.w. 60 — 100 kg/m². Vóór de aardbeving van 1923 werden veelal de pannen, zonder gebruik van panlatten, op een op het dakroosterwerk liggende leemlaag aangebracht. In vergelijking met andere dakbedekkingen, als cementpannen, asbest-cementplaten, of metalen daken, die tegenwoordig gebruikt worden in constructies, die wel tegen aardbeving bestand zijn, is de verhouding der gewichten als volgt:

Japansche pannen met leemlaag	100 kg/m ²
Japansche pannen zonder leemlaag	60 kg/m ²
Cementpannen	35 kg/m ²
Asbest-cementplaten	15 kg/m ²
Koperen dakbedekking	5 kg/m ²

25. Schade aan houten gebouwen door de Japansche aardbeving van 1 September 1923.

Bij houten gebouwen is het van het grootste belang, het gewicht van het dak tot een minimum te beperken.

De schade aan gebouwen met houten geraamte trad hoofdzakelijk op bij de verbindingen tusschen horizontale en verticale constructiedeelen; de pennen werden verbrijzeld en de door regels en stijlen gevormde rechthoeken werden tot parallelogrammen vervormd.

De omvang der schade aan houten woonhuizen zal thans worden aangeduid in verhouding tot de intensiteit der aardbeving. Ter vereenvoudiging zal de maximale horizontale versnelling der aardbeweging gebruikt worden als maat voor de intensiteit der verwoestende aardbevingskracht. In de beschouwde gevallen trad tegelijkertijd ook een verticale versnelling op. Waar de maximale seismische versnelling 0,1 g was, leed het geraamte van gewone houtconstructies geen schade, doch de bepleisterde muren scheurden min of meer, terwijl stukken pleisterwerk afvielen. In het bijzonder het kroonlijstpleisterwerk van de „dozo”

(een klein pakhuis met een houten geraamte en dikke muren van leem en pleisterwerk) en de voor het afwerken van buitenmuren gebruikelijke tegels, welke aan den buitenkant der muren zijn aangebracht, moesten het ontgelden. Baksteen en stookplaatsen en schoorsteen in houten huizen stortten bijna alle in. Waar de seismische versnelling 0,2 g bedroeg, stortten de muren in en raakten de verbindingen in het geraamte los; sommige pennen braken. Voorts zakte een groot aantal huizen scheef, terwijl andere gedeeltelijk instortten. In één stad stortten 2 à 3% van het totaal aantal volkomen in.

In streken waar de seismische versnelling 0,3 g bedroeg, stortten de meeste huizen gedeeltelijk in, terwijl de overige min of meer beschadigd werden. In één stad stortten 15% van het totaal aantal geheel in. Het in Japanschen stijl gebouwde gewone woonhuis van twee verdiepingen stortte vaak aldus in, dat de boven-einden der onderste stijlen zijdelings uitweken, waardoor de niet beschadigde bovenste verdieping naar beneden viel, zooals aangegeven in fig. 23 en foto 11 (Plaat II).

Indien de seismische versnelling opliep tot 0,4 g werden bijna alle gebouwen met houten geraamte volledig verwoest, tenzij bijzondere aandacht was gewijd aan het bestand maken der constructie tegen aardbeving.

In één stad werd 50% van het totale aantal huizen geheel verwoest. In een andere stad, waar de seismische versnelling tot 0,5 g steeg, stortte 80% van het totale aantal geheel in. Niet alleen woonhuizen, doch ook vele schoolgebouwen met houten geraamte werden beschadigd of verwoest. De schoolgebouwen hadden gewoonlijk één of twee verdiepingen, met afmetingen van ongeveer 70 × 10 m. Zij waren verdeeld in 5 tot 8 leslokalen en bevatten verder veelal een groot vereenigingslokaal.

Gebouwen, waarvan de verdieping op dezelfde wijze onderverdeeld was als de begane grond verdieping, leden vooral schade in de laatstgenoemde verdieping; was een vereenigingslokaal aanwezig, dan werd in hoofdzaak dit laatste beschadigd. Foto's 12 t/m 14 geven den toestand van schoolgebouwen met twee verdiepingen weer. Eén met een langen en smallen plattegrond van 70 × 10 m vertoonde horizontale afwijkingen ten gevolge van zijdelingsche krachten, als een aan beide uiteinden ingeklemde balk. Daar de buitenmuren gemakkelijk stijf gebouwd konden worden, maakte men de inwendige muren niet zoo stijf. Wanneer afwijkingen optraden, kwam de maximale helling in het middelste derde gedeelte van de lengte voor en bestond op die plaats neiging tot vernieling (zie foto 15).

26. Maatregelen tegen aardbevingen bij houten gebouwen.

Uit de opgedane ondervindingen kan worden geconcludeerd, dat houten gebouwen, waarbij de noodige maatregelen tegen aardbevingsgevaar zijn getroffen, bestand zijn tegen een seismische intensiteit van 0,4 tot 0,5 g. Na de aardbeving van 1923 is de toepassing van deze maatregelen, voornamelijk bestaande uit het aanbrengen van zeer solide schoren en diagonaal-verbindingen tusschen de gebintstijlen en van zeer

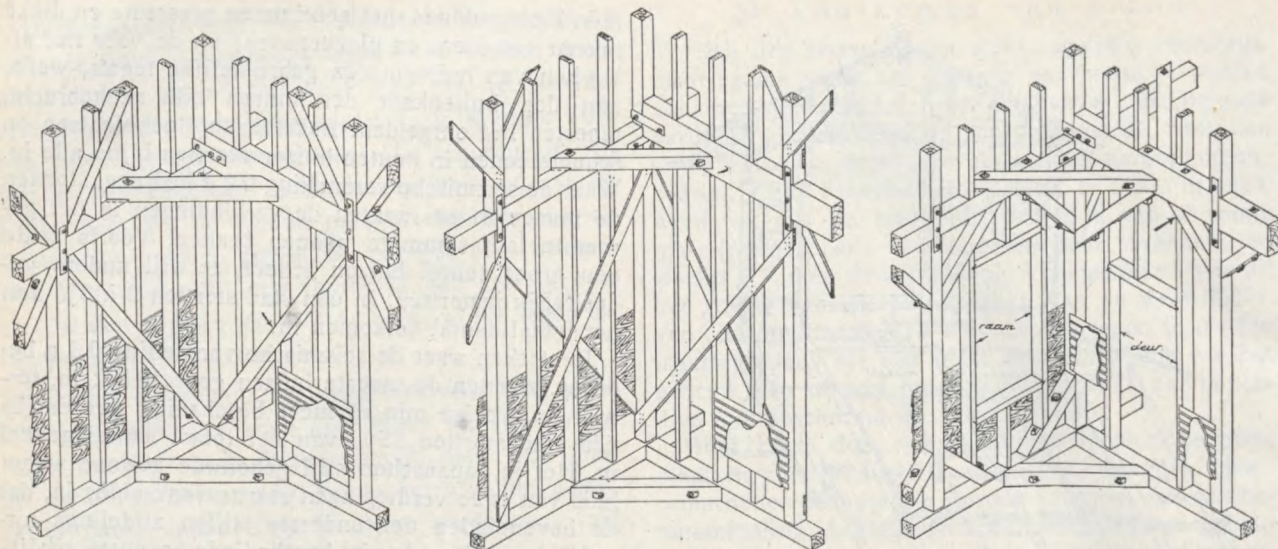


Fig. 24. Sedert 1923 gebruikelijke manieren van versterking van de geraamten van Japansche houten woningen.

solide versterking der houtverbindingen door middel van ijzeren beugels en bouten, bij de nieuw uitgevoerde houten gebouwen te Tokio en Yokohama verplichtend geworden.

De gebintstijlen en ook alle andere stijlen zijn aan de onderzijde onderling verbonden door houten sloven, welke door zware ankerbouten aan de fundeering zijn bevestigd. De fundeering is van beton of gewapend beton. Behalve de diagonaalverbindingen tusschen de stijlen onderling, worden ook schoren aangebracht tusschen de horizontale balken en regels.

Fig. 24 geeft voorbeelden van de thans gebruikelijke wijze van aanbrengen van de genoemde versterkingen bij houten gebouwen.

Hout is voor gebouwen met ten hoogste 3 verdiepingen een zeer goed bouw materiaal gebleken met het oog op seismische werking. Ondanks het brandgevaar blijft het Japansche volk aan dit materiaal de voorkeur geven en worden nog steeds verreweg de meeste woonhuizen, met maximum 3 verdiepingen, in hout opgetrokken. In de eerste plaats toch is hout minder kostbaar dan de andere in aanmerking komende materialen, terwijl voorts slechts met hout de typische bouwtrant met de grootendeels afneembare wanden ('s zomers worden gedurende de vele zeer warme dagen de wanden der woonvertrekken aan 2 of 3 zijden grootendeels verwijderd) en de lichte, sierlijke, vaak gedeeltelijk uit beschilderd papier bestaande schuifdeuren, waaraan de Japanners zoo gehecht zijn, kunnen worden toegepast.

Het gebruik van rabitz-wanden (metaalgaas aan beide zijden met P. C.-specie bestreken ter dikte van enkele cm) tusschen houten stijlen en regels vindt meer en meer toepassing. Deze wanden bleken bestand te zijn zoowel tegen aardbevingen als tegen brand. Het aanbrengen van baksteenvullingen tusschen de stijlen en regels moet worden afgeraden,

daar zulke wanden weinig weerstand bieden tegen aardbevingen.

Eventuele stookplaatsen en schoorsteenen in houten gebouwen moeten niet in baksteen, doch in gewapend beton worden uitgevoerd.

Japansche voorschriften.

Volgens de thans geldende bepalingen voor de groote Japansche steden, die in seismisch gebied liggen, vastgelegd in de aanvulling van 1924 op de bouwetten, moeten de volgende voorschriften worden opgevolgd ten aanzien van houten gebouwen:

- 1e. De maximum toegestane hoogte van den vloer tot de muurplaat bedraagt 9 m (de tevoren toegestane hoogte bedroeg 11,50 m), zoodat ten hoogste drie verdiepingen kunnen worden gebouwd.
- 2e. De maximum toegestane hoogte van den nok bedraagt 12,5 m (vroeger toegestane hoogte 15 m).
- 3e. Dakpannen moeten aan panlatten worden bevestigd (vroeger werden de pannen op een leemlaag gelegd).
- 4e. Er moeten behoorlijke hoekverstijvingen worden aangebracht tusschen kolommen en balken.
- 5e. De minimum dikte-afmeting of middellijn van kolommen van de begane grondverdieping, de tweede en de derde verdieping moet onderscheidenlijk bedragen $\frac{1}{30}$, $\frac{1}{25}$ en $\frac{1}{22}$ van de lengte;

bij gebruik van een lichte dakbedekking van plaatijzer, koperplaat of asbest-cementplaten zijn deze minimum dikte-afmetingen respectievelijk $\frac{1}{35}$, $\frac{1}{30}$ en $\frac{1}{25}$ van de lengte.

(Wordt vervolgd).

Over de verhouding der momenten in den onder- en bovenrand van raamliggers.

Korte inhoud.

Ten vervolge op het artikel van ir. O. Bax Stevens over elastisch-symmetrische raamliggers (dit tijdschrift No's. 7 en 8—1939) wordt in dit opstel aangetoond, dat de noodige en voldoende voorwaarde voor het optreden van de stijfheidsverhouding der randmomenten is, dat de beide uiteinden van iederen stijl behalve een zelfde verticale verplaatsing ook een even groote hoekverdraaiing in den zelfden zin ondergaan. Uit dezelfde verticale verplaatsing der stijluiteinden alléén kan nimmer tot het bestaan der stijfheidsverhouding van de randmomenten worden besloten, behalve in het geval dat zoowel de staven van den onderrand als van den bovenrand een zelfde

stijfheid $\frac{EI}{l}$ hebben (welke stijfheden voor boven- en onderrand wel mogen verschillen) en de stijlen geen buigende momenten opnemen. Overigens kan de stijfheidsverhouding der randmomenten alleen bestaan, wanneer de stijlen oneindig stijf zijn, dan wel elastische symmetrie aanwezig is. In het laatste geval zijn de buigende momenten in onder- en bovenrand van den raamligger even groot.

In zijn jongste publicatie (lit. 7) wordt door ir. Bax Stevens terecht er op gewezen, dat de in de literatuur en in de practijk verbreide meening, dat de momenten in den onder- en bovenrand van raamliggers *altijd* evenredig zouden zijn met de stijfheden ¹⁾ dier randen (verg. lit. 1, 2, 3, 5 en 6) onjuist is.

Dat bedoelde verhouding der randmomenten (in het volgende gemakshalve „stijfheidsverhouding” genoemd) in het algemeen niet juist kan zijn, blijkt reeds uit het eenvoudig geval in *fig. 1* voorgesteld. Men vindt hier n.l. door oplossing der betrekkelijke vormveranderingsvergelijkingen:

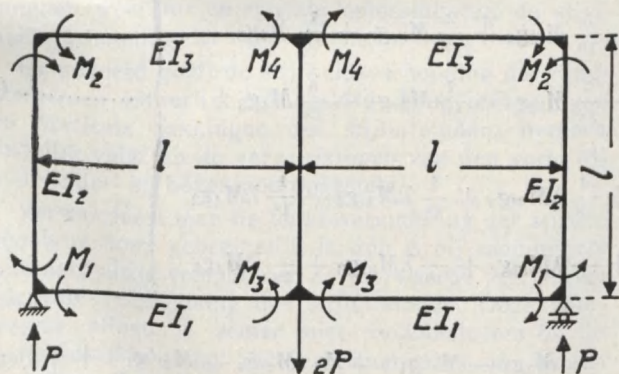


Fig. 1.

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{2g_2 + g_3}{2g_2 + g_1} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{M_3}{M_4} = \frac{g_3}{g_1} \frac{4g_1g_2^2 + 4g_2^2g_3 + 6g_1g_3^2 + 6g_1^2g_3 + 14g_1g_2g_3 + 4g_3^2g_2 + 10g_2g_1^2}{4g_1g_2^2 + 4g_2^2g_3 + 6g_1g_3^2 + 6g_1^2g_3 + 14g_1g_2g_3 + 4g_1^2g_2 + 10g_2g_3^2} \dots\dots\dots (2)$$

1) Onder de stijfheid k van een randstaaf wordt hier verstaan de verhouding $\frac{EI}{l}$ van die staaf. De stijfheid is dus de reciproke waarde van het buigingsgewicht $g = \frac{l}{EI}$.

Stelt men bijv. $g_1 = g_2 = 1$ en $g_3 = \frac{1}{2}$, zoo geven de formules (1) en (2) resp.:

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_1}{M_2} &= \frac{5}{6} = 0,833 \\ \frac{M_3}{M_4} &= \frac{57}{96} = 0,594 \end{aligned} \right\} \text{ in plaats van } \frac{1}{2}$$

Uit dit eenvoudige voorbeeld ziet men tevens, dat de momentenverhouding in de beide randstaven van een veld in het algemeen zelfs niet constant is, zoodat de momentnulpunten in deze staven ook niet verticaal onder elkaar gelegen zijn.

Is echter $g_1 = g_3$, m.a.w. bestaat er elastische symmetrie ²⁾, dan geven de formules (1) en (2) resp.

$\frac{M_1}{M_2} = 1$ en $\frac{M_3}{M_4} = 1$. Blijkbaar geldt nu de stijfheidsverhouding wel. Dit is ook het geval wanneer $g_2 = 0$ ($EI_2 = \infty$), daar de formules (1) en (2) dan resp. geven:

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{g_3}{g_1} = \frac{k_1}{k_3} \quad \text{en} \quad \frac{M_3}{M_4} = \frac{g_3}{g_1} = \frac{k_1}{k_3}$$

Er zijn dus inderdaad gevallen, waarbij de stijfheidsverhouding optreedt en de verhouding der randmomenten onafhankelijk wordt van de stijfheden der stijlen ³⁾.

In het volgende zal worden aangetoond, dat de noodige en voldoende voorwaarde voor het optreden van de stijfheidsverhouding der randmomenten is, dat de beide uiteinden c.q. knooppunten van iederen stijl behalve een zelfde verticale zakking bovendien een even groote hoekverdraaiing in denzelfden zin ondergaan.

Deze zakkingen en hoekverdraaiingen behoeven echter voor verschillende stijlen niet dezelfde te zijn.

2) Een raamligger is elastisch symmetrisch wanneer in ieder veld de stijfheden der beide randstaven dezelfde zijn (verg. lit. 7). Elastische symmetrie behoeft niet samen te gaan met geometrische symmetrie.

3) Dat in de algemeene formules (1) en (2) het buigingsgewicht van de middelste verticaal niet voorkomt is duidelijk, wanneer men bedenkt dat deze verticaal in het geval van *fig. 1* niet gebogen wordt.

In fig. 2a is een willekeurige raamligger geteekend, die alleen in de knooppunten wordt belast. In alle staven verlopen de momenten dus lineair. Alle grootheden, welke op den bovenrand betrekking hebben zijn van een accent voorzien. De knooppunten zijn voorzien van een index om het knooppunt aan te duiden en voor zoover noodig nog van een tweeden index om aan te geven of het moment links dan wel rechts van het betreffende knooppunt werkt. Het is duidelijk, dat in het algemeen door de buiging der stijlen M_1 en M_r zullen verschillen.

Beschouwt men de staafreeks 1—2—3—4 van den benedenrand, dan kan men, zooals bekend is, de hoekverdraaiingen en verticale componenten der knooppuntverplaatsingen op eenvoudige wijze berekenen, door op een ligger op twee steunpunten met dezelfde overspanning als die van den raamligger, de „tweede belastingen” $\frac{1}{2}Mg$ der staven op de derdedeelpunten der veldlengten aan te brengen zooals in fig. 2b is

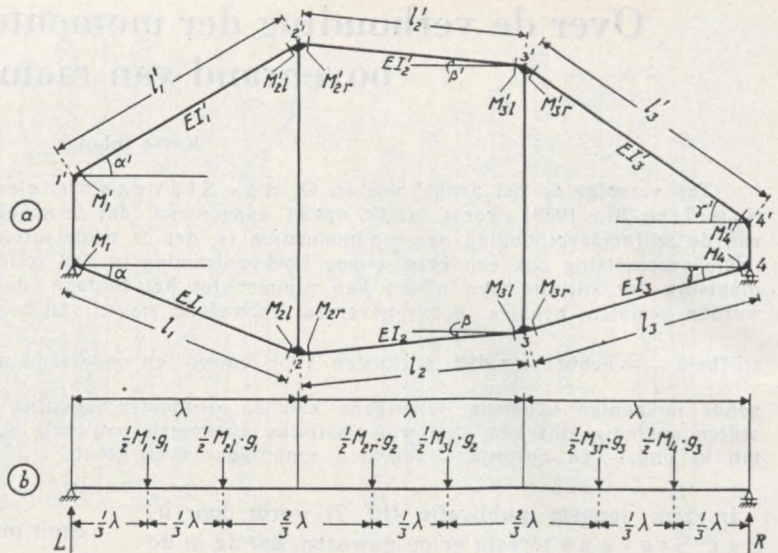


Fig. 2.

aangegeven. De dwarskrachten ter plaatse der knooppunten geven dan de hoekverdraaiingen ω en de buigende momenten de verticale zakkings v ⁴⁾.

Men vindt zooals men gemakkelijk kan verifiëren:

$$\begin{aligned}
 \omega_1 &= \frac{8}{18} M_1 g_1 + \frac{7}{18} M_{2l} g_1 + \frac{5}{18} M_{2r} g_2 + \frac{4}{18} M_{3l} g_2 + \frac{2}{18} M_{3r} g_3 + \frac{1}{18} M_4 g_3 \\
 \omega_2 &= -\frac{1}{18} M_1 g_1 - \frac{2}{18} M_{2l} g_1 + \frac{5}{18} M_{2r} g_2 + \frac{4}{18} M_{3l} g_2 + \frac{2}{18} M_{3r} g_3 + \frac{1}{18} M_4 g_3 \\
 \omega_3 &= -\frac{1}{18} M_1 g_1 - \frac{2}{18} M_{2l} g_1 - \frac{4}{18} M_{2r} g_2 - \frac{5}{18} M_{3l} g_2 + \frac{2}{18} M_{3r} g_3 + \frac{1}{18} M_4 g_3 \\
 \omega_4 &= -\frac{1}{18} M_1 g_1 - \frac{2}{18} M_{2l} g_1 - \frac{4}{18} M_{2r} g_2 - \frac{5}{18} M_{3l} g_2 - \frac{7}{18} M_{3r} g_3 - \frac{8}{18} M_4 g_3 \\
 v_1 &= 0 \\
 v_2 &= \frac{2}{18} \lambda M_1 g_1 + \frac{4}{18} \lambda M_{2l} g_1 + \frac{5}{18} \lambda M_{2r} g_2 + \frac{4}{18} \lambda M_{3l} g_2 + \frac{2}{18} \lambda M_{3r} g_3 + \frac{1}{18} \lambda M_4 g_3 \\
 v_3 &= \frac{1}{18} \lambda M_1 g_1 + \frac{1}{18} \lambda M_{2l} g_1 + \frac{1}{18} \lambda M_{2r} g_2 + \frac{1}{18} \lambda M_{3l} g_2 + \frac{1}{18} \lambda M_{3r} g_3 + \frac{1}{18} \lambda M_4 g_3 \\
 v_4 &= 0
 \end{aligned} \tag{3}$$

Voor de hoekverdraaiingen ω_1' , ω_2' , ω_3' , ω_4' en de verplaatsingen v_1' , v_2' , v_3' en v_4' van den bovenrand krijgt men een soortgelijk stel vergelijkingen in $M_1'g_1'$, $M_{2l}'g_1'$, $M_{2r}'g_2'$, $M_{3l}'g_2'$, $M_{3r}'g_3'$ en $M_4'g_3'$, waarbij uiteraard alle coëfficiënten dezelfde zullen zijn.

Men neme nu aan, dat de hoekverdraaiingen en verticale zakkings van ieder stel verticaal boven elkaar gelegen knooppunten dezelfde zijn, alzoo: $\omega_1 = \omega_1'$, $\omega_2 = \omega_2'$, $\omega_3 = \omega_3'$, $\omega_4 = \omega_4'$, $v_2 = v_2'$ en $v_3 = v_3'$.

Trekt men overeenkomstige vergelijkingen voor de onder- en bovenrandknooppunten van elkaar af, dan krijgt men zes homogene lineaire vergelijkingen van den volgende vorm:

4) Gemakshalve zijn alle momenten positief verondersteld. Voor het te geven bewijs doet dit niets ter zake. Verder wordt alleen de vormverandering door buiging in rekening gebracht.

$$\begin{aligned}
 &a_1 (M_1 g_1 - M_1' g_1') + b_1 (M_{2l} g_1 - M_{2l}' g_1') + c_1 (M_{2r} g_2 - M_{2r}' g_2') + d_1 (M_{3l} g_2 - M_{3l}' g_2') + e_1 (M_{3r} g_3 - M_{3r}' g_3') + f_1 (M_4 g_3 - M_4' g_3') = 0 \\
 &a_2 (M_1 g_1 - M_1' g_1') + b_2 (M_{2l} g_1 - M_{2l}' g_1') + c_2 (M_{2r} g_2 - M_{2r}' g_2') + d_2 (M_{3l} g_2 - M_{3l}' g_2') + e_2 (M_{3r} g_3 - M_{3r}' g_3') + f_2 (M_4 g_3 - M_4' g_3') = 0 \\
 &a_5 (M_1 g_1 - M_1' g_1') + b_5 (M_{2l} g_1 - M_{2l}' g_1') + c_5 (M_{2r} g_2 - M_{2r}' g_2') + d_5 (M_{3l} g_2 - M_{3l}' g_2') + e_5 (M_{3r} g_3 - M_{3r}' g_3') + f_5 (M_4 g_3 - M_4' g_3') = 0 \\
 &a_6 (M_1 g_1 - M_1' g_1') + b_6 (M_{2l} g_1 - M_{2l}' g_1') + c_6 (M_{2r} g_2 - M_{2r}' g_2') + d_6 (M_{3l} g_2 - M_{3l}' g_2') + e_6 (M_{3r} g_3 - M_{3r}' g_3') + f_6 (M_4 g_3 - M_4' g_3') = 0
 \end{aligned} \tag{4}$$

In deze vergelijkingen beschouwe men de zes verschillende vormen tusschen haakjes als onbekenden. Bedenkende dat alle momenten bepaalde waarden hebben zoo kan de determinant der coëfficiënten niet = 0 zijn, zoodat hier alleen de triviale oplossing n.l. alle onbekenden = 0 mogelijk is.

Alzoo geldt voor ieder stel overeenkomstige randmomenten:

$$Mg = M'g' \text{ of wel: } \frac{M}{M'} = \frac{g'}{g} = \frac{k}{k'} \dots\dots (5)$$

Voert men de grootheden EI en de hellingshoeken der randstaven in, dan geldt dus (zie fig. 2a):

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_1}{M_1'} &= \frac{M_{2l}}{M_{2l}'} = \frac{EI_1 \cos \alpha}{EI_1' \cos \alpha'} \\ \frac{M_{2r}}{M_{2r}'} &= \frac{M_{3l}}{M_{3l}'} = \frac{EI_2 \cos \beta}{EI_2' \cos \beta'} \\ \frac{M_{3r}}{M_{3r}'} &= \frac{M_4}{M_4'} = \frac{EI_3 \cos \gamma}{EI_3' \cos \gamma'} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

Het is duidelijk dat bij een willekeurigen raamligger met n velden, $(n+1)$ voorwaarden kunnen worden opgesteld van gelijke hoekverdraaiing van de beide uiteinden der stijlen en $(n-1)$ voorwaarden van gelijke verticale zakking. Voor de $4n$ onbekende knooppuntsmomenten kunnen dan voor de $2n$ verschillen ($Mg - M'g'$) ook $2n$ homogene lineaire vergelijkingen worden opgesteld van den vorm (4), hetgeen weer tot de triviale oplossing c.q. de stijfheidsverhouding der randmomenten voert.

Omgekeerd geeft de stijfheidsverhouding der randmomenten natuurlijk ook dezelfde hoekverdraaiingen en verticale zakkingen der stijluiteinden, hetgeen dadelijk volgt uit de vergelijkingen van den vorm (3) voor onder- en bovenrand opgesteld.

Verwaarloost men de lengteverandering der stijlen, zooals te doen gebruikelijk is, zoo is bij raamliggers uiteraard altijd voldaan aan de voorwaarde van gelijke verticale verplaatsing der stijluiteinden. Deze voorwaarde alleen is echter niet voldoende om tot de stijfheidsverhouding der randmomenten te mogen besluiten. Zooals boven reeds werd uiteengezet, is hiertoe ook noodig een zelfde hoekverdraaiing der stijluiteinden. Nu is aan deze laatste voorwaarde alleen in bepaalde gevallen voldaan.

Allereerst kan worden opgemerkt, dat wanneer alle stijlen een oneindig groote stijfheid tegen buiging hebben ($EI = \infty$), de uiteinden van iederen stijl noodzakelijk een even groote hoekverdraaiing in denzelfden zin moeten vertoonen. Alzoo geldt voor dit geval de stijfheidsverhouding der randmomenten (verg. lit. 4).

Zijn de stijlen buigzaam, zoo heeft men het volgende. Men neme aan dat de uiteinden van iederen stijl naast een zelfde verticale verplaatsing ook een even groote hoekverdraaiing in den zelfden zin ondergaan.

Het is duidelijk dat dan in het midden van iederen stijl een momentnulpunt moet optreden, terwijl de momenten aan de uiteinden van iederen stijl ook even groot moeten zijn.

In fig. 2a moet dus $M_1 = M_1'$ zijn⁵⁾. In verband met de stijfheidsverhouding der randmomenten, welke in het hier beschouwde geval van gelijke zakkingen en hoekverdraaiingen der stijluiteinden moet bestaan, kan M_1 echter alleen dan aan M_1' gelijk zijn, wanneer $EI_1 \cos \alpha = EI_1' \cos \alpha'$. Maar dan moet M_{2l} ook gelijk aan M_{2l}' zijn, omdat anders de knooppunten 2 en 2' geen zelfde draaiing kunnen ondergaan. Daar de momenten aan de uiteinden van stijl 2—2' gelijk zijn, volgt hieruit, dat noodzakelijk ook $M_{2r} = M_{2r}'$ moet zijn en in verband met de stijfheidsverhouding is dit weer alleen mogelijk, wanneer $EI_2 \cos \beta = EI_2' \cos \beta'$. Zoo voortgaande vindt men tenslotte, dat $EI_3 \cos \gamma = EI_3' \cos \gamma'$, ook omdat $M_4 = M_4'$.

Hieruit volgt, dat bij buigzame stijlen gelijke hoekverandering der uiteinden van iederen stijl alleen dan kan optreden, wanneer in ieder veld de beide randstaven een zelfde stijfheid hebben, d.i. dus bij elastische symmetrie (verg. noot 2). De buigende momenten in boven- en onderrand worden in dit geval even groot.

Indien tusschen de randmomenten de stijfheidsverhouding bestaat, zal hierdoor in iederen stijl een momentnulpunt worden bepaald. Denkt men zich in deze momentnulpunten scharnieren aangebracht, dan is het niet moeilijk om aan te toonen dat in het algemeen ter plaatse van dit scharnier, het boven- en benedengedeelte van den stijl geen gemeenschappelijke raaklijn zullen hebben, m.a.w. de elastische lijn van den stijl zal hier een knik moeten vertoonen. Alleen wanneer het momentnulpunt c.q. het scharnier in het midden is gelegen, gaan beide stijlgedeelten continu in elkaar over en zal hier een buigpunt in de elastische lijn van den stijl ontstaan⁶⁾. Hieruit volgt, dat bij ontbreken van elastische symmetrie de stijfheidsverhouding der randmomenten alleen dan kan optreden, wanneer in de (buigzame) stijlen op de juiste plaatsen scharnieren zijn aangebracht om de noodzakelijke knik in de elastische lijn mogelijk te maken. Ontbreken deze scharnieren dan is de stijfheidsverhouding blijkbaar niet mogelijk.

Bij elastische symmetrie geldt natuurlijk de stijfheidsverhouding der randmomenten ook, wanneer de stijlen geen stijfheid tegen buiging bezitten c.q. geen buigende momenten opnemen, doordat ze aan de uiteinden met scharnieren aan de randen zijn bevestigd⁷⁾.

In dit geval geldt voor den onderrand van den raamligger van fig. 2a: $M_1 = M_4 = 0$, $M_{2l} = M_{2r} = -M_2$ en $M_{3l} = M_{3r} = M_3$ en hetzelfde voor den bovenrand.

5) Verondersteld wordt dat in de knooppunten geen uitwendige momenten werkzaam zijn.

6) De beide stijlhelften zijn n.l. boven en beneden onder een zelfden hoek ingeklemd en ter plaatse van het scharnier door een zelfde dwarskracht belast. De hoekverdraaiingen zijn hier dus even groot.

7) Feitelijk heeft men dan niet meer met een raamligger te doen. Het geval van slappe stijlen (hangers) komt bijv. voor bij verstijfde staafboog-bruggen (lit. 3 en 5). Wanneer de uiteinden der (stijve) stijlen van den raamligger volgens fig. 2a scharnierend aan de randen worden bevestigd, moet de constructie natuurlijk nog op de een of andere wijze worden gestabiliseerd. Dit kan bijv. geschieden door de eindstijlen 1—1' en 4—4' een lengte nul te geven, m.a.w. de knooppunten 1 en 1' alsmede 4 en 4' tot samenvallen te brengen.

Zonder dat elastische symmetrie bestaat, kan thans de stijfheidsverhouding der randmomenten ook optreden, wanneer alle staven van den bovenrand een zelfde stijfheid hebben en evenzoo alle staven van den onderrand, hetgeen uit het volgende moge blijken.

De laatste twee vergelijkingen onder (4), welke uitdrukken dat de knooppunten 2 en 3 evenveel verticaal zakken als de knooppunten 2' en 3', worden nu:

$$\left. \begin{aligned} b_5 (M_2 g_1 - M_2' g_1') + c_5 (M_2 g_2 - M_2' g_2') + \\ + d_5 (M_3 g_2 - M_3' g_2') + e_5 (M_3 g_3 - \\ - M_3' g_3') = 0 \\ b_6 (M_2 g_1 - M_2' g_1') + c_6 (M_2 g_2 - M_2' g_2') + \\ + d_6 (M_3 g_2 - M_3' g_2') + e_6 (M_3 g_3 - \\ - M_3' g_3') = 0 \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

Wanneer $g_1 = g_2 = g_3 = g$ en $g_1' = g_2' = g_3' = g'$, kunnen deze vergelijkingen als volgt worden geschreven:

$$\left. \begin{aligned} (b_5 + c_5) (M_2 g - M_2' g') + (d_5 + \\ + e_5) (M_3 g - M_3' g') = 0 \\ (b_6 + c_6) (M_2 g - M_2' g') + (d_6 + \\ + e_6) (M_3 g - M_3' g') = 0 \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

Beschouwt men $(M_2 g - M_2' g')$ en $(M_3 g - M_3' g')$ als onbekenden, dan volgt uit deze twee homogene lineaire vergelijkingen, bedenkende dat ook hier de determinant der coëfficiënten niet = 0 kan zijn:

$$M_2 g - M_2' g' = 0 \text{ en } M_3 g - M_3' g' = 0$$

of wel:

$$\frac{M_2}{M_2'} = \frac{M_3}{M_3'} = \frac{g'}{g} = \frac{k}{k'} \dots (9)$$

Doordat thans de stijfheidsverhouding der randmomenten geldt, zijn natuurlijk de hoekveranderingen der boven elkaar gelegen knooppunten weer dezelfde.

Dat hier uitsluitend en alleen uit de gelijke zakking der stijluiteinden tot de stijfheidsverhouding der randmomenten kon worden besloten, is blijkbaar het gevolg van het feit dat de stijfheden van alle bovenrandstaven en die van alle onderrandstaven dezelfde zijn. Is aan deze voorwaarde niet voldaan, zoo geldt de stijfheidsverhouding alleen bij bestaan van elastische symmetrie, in welk geval de momenten in boven- en onderrand even groot zijn.

V r.

Literatuur.

1. Vierendeel, Cours de stabilité des constructions, Louvain-Paris 1920, Tome IV, livre II, blz. 176.
2. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, blz. 511.
3. Ostfeld, „Der schlaffe Bogen mit Versteifungsbalken“, *Der Bauingenieur* 7 Aug. 1931, blz. 569.
4. Klopper, Leerboek der Toegepaste Mechanica, Delft 1937, 3e deel, blz. 310 e.v.
5. Roosseno, „De toepassing van gewapend beton bruggen in verstijfde staafboogconstructie“, *De Ingenieur in Ned.-Indië* No. 6 — 1938, blz. II. 73.
6. Roosseno, „De berekening van symmetrische Vierendeelliggers met evenwijdige randen met behulp van invloedsgrootheden“, *De Ingenieur in Ned.-Indië*, No. 10 — 1938, blz. I. 233 en 235.
7. Bax Stevens, „De berekening van elastisch-symmetrische raamliggers met behulp van de vereffeningsmethode van Cross“, *De Ingenieur in Ned.-Indië*, Nos. 7 en 8 — 1939.

De oneindig stijve ligger over de geheele lengte elastisch ondersteund

door

H. JOHANNES,

Technisch student, Bandoeng.

Korte inhoud.

Behandeld wordt een grafische bepaling van de nulpunten der invloedslijnen voor het moment en de dwarskracht in een willekeurige doorsnede van een over zijn geheele lengte elastisch ondersteunden oneindig stijven ligger. Met de kennis hiervan zijn op eenvoudige wijze de betrekkelijke formules voor de analytische bepaling van de ligging dezer nulpunten af te leiden.

Naar aanleiding van het artikel: „De oneindig stijve ligger over de geheele lengte elastisch ondersteund,” door V r., voorkomende in *De Ingenieur in Ned.-Indië* No. 11 — 1937, moge hier de aandacht worden gevestigd op een eenvoudige grafische bepaling van de nulpunten der invloedslijnen voor het moment en de dwarskracht in een willekeurige doorsnede van zulk een ligger. In genoemd artikel is de ligging dezer nulpunten alleen analytisch bepaald.

Invloedslijn buigend moment.

In fig. 1 stelle AB voor een oneindig stijf gedachten ligger, over de geheele lengte elastisch onder-

steund. De invloedslijn voor het moment in een willekeurige doorsnede S krijgt men door in S een scharnier- of momentverbinding aan te brengen en aan de verbinding een virtuele verplaatsing (draaiing) te geven (zie lit. 1 en 2). De vorm, dien de elastische lijn dan aanneemt, is de invloedslijn voor het moment. De schaal wordt bepaald door de orthogonale waarde $\frac{m}{\lambda}$. Men heeft dan $P \cdot y = M \cdot \frac{m}{\lambda}$. Voor het

gemak is $P = 1$ ton te nemen en $\frac{m}{\lambda} = 1$, zoodat $y = M$.

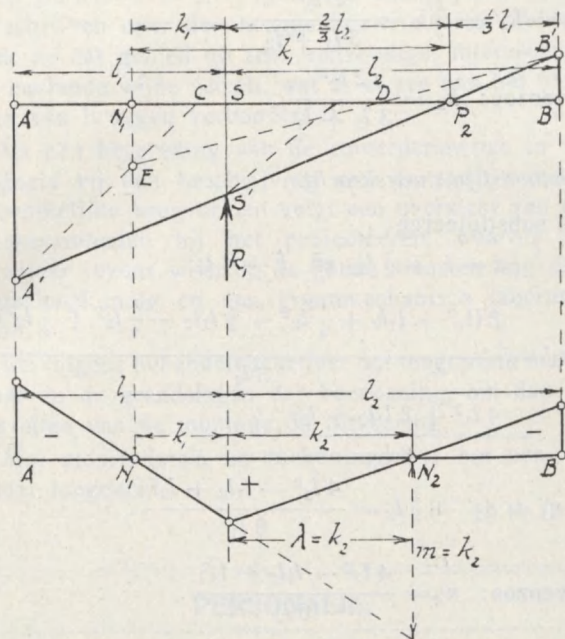


Fig. 1.

De vorm van de elastische lijn wordt geheel bepaald door de ligging der nulpunten N_1 en N_2 . Deze nulpunten zijn als volgt grafisch te construeeren.

Trek een willekeurige rechte lijn $A'P_2B'$ door het punt P_2 op een afstand $\frac{2}{3} l_2$ van S (zie fig. 1). De verticale zwaartelij van figuur $AA'B'BA$ geeft dan het nulpunt N_1 .

Eenzoo vindt men het nulpunt N_2 door een willekeurige rechte lijn te trekken door een punt P_1 op een afstand $\frac{2}{3} l_1$ van S en van de ontstane figuur de verticale zwaartelij te bepalen.

Zooals bekend wordt bedoelde zwaartelij geconstrueerd door A' en B' resp. te verbinden met de derdedeelpunten C en D van AB . De verticaal door het snijpunt E dezer beide verbindingslijnen snijdt AB in N .

Bewijs der constructie.

Uitgegaan wordt van de evenredigheid tusschen tegendruk en indrukking, dus $\sigma = cy$, waarin c = een constante en y = ordinaat van de elastische lijn. In hoeverre deze aanname in de practijk der fundeeringssplaten en -balken geoorloofd is, moet met behulp der grondmechanica beoordeeld worden.

Trekt men een willekeurige lijn $A'B'$, dan is, daar de ligger oneindig stijf is, $A'B'$ op te vatten als de elastische lijn bij een belasting, die tot resultante heeft een verticale kracht R , aangrijpende in het zwaartepunt van het tegendrukdiagram $AA'B'BA$. Dit laatste volgt uit de evenwichtsvoorwaarde van de op de constructie werkende krachten (zie ook lit. 4).

In ons geval bestaat de belasting uit een enkelen last P . Staat P in N_1 , dan gaat de balk volgens $A'B'$ staan. Figuur $AA'B'BA$ is op een bepaalde schaal het tegendrukdiagram. Op het deel SB van den ligger werkt enkel het gedeelte $SS'B'BS$ van het tegendrukdiagram waarvan de resultante R_1 door S gaat, zoodat het moment is S gelijk is aan nul.

Staat de last in N_1 , dan is $M_s = 0$, dus is N_1 het gezochte linker nulpunt van de invloedslijn.

Invloedslijn dwarskracht.

De invloedslijn voor de dwarskracht vindt men door in S een dwarskrachtverbinding aan te brengen en daaraan een virtueele verschuiving d te geven. De elastische lijn is dan de invloedslijn, waarvan de schaal bepaald wordt door $P \cdot y = D \cdot d$.

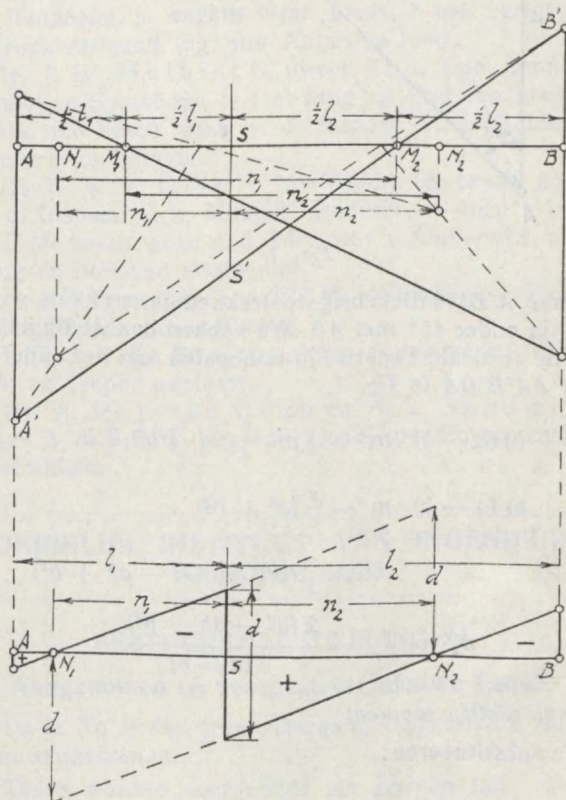


Fig. 2.

De nulpunten der invloedslijn voor de dwarskracht krijgt men als volgt.

Trek een willekeurige lijn door het midden M_2 van SB , dan geeft de verticale zwaartelij van $AA'B'BA$ het nulpunt N_1 (zie fig. 2). Voor het nulpunt N_2 trek men een willekeurige lijn door het midden M_1 van SA .

De constructie is verder hetzelfde als bij de nulpunten van de invloedslijn voor het moment.

Bewijs der constructie.

Staat de last in N_1 , dan is $A'B'$ de elastische lijn. Op het gedeelte SB van den ligger werkt enkel het gedeelte $SS'B'BS$ van het tegendrukdiagram. Nu is oppervlak $SS'M_2$ = oppervlak $BB'M_2$, dus dan is de dwarskracht in S gelijk aan nul, m.a.w. N_1 is het gezochte linker nulpunt.

Met behulp van het voorgaande is de afleiding van de formules voor de analytische bepaling der betrekkelijke nulpunten op eenvoudiger wijze als volgt te geven:

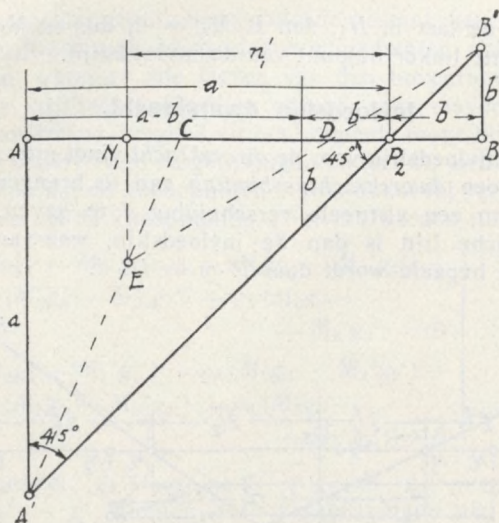


Fig. 3.

Daar $A'B'$ willekeurig te trekken is, trekken wij die lijn onder 45° met AB . We hebben dan de ligging van de verticale zwaartelijns te bepalen van het oppervlak $AA'B'BA$ in fig. 3.

$$\frac{1}{2} (a + b) (a - b) \cdot n_1' = \frac{1}{2} a^2 \cdot \frac{2}{3} a + \frac{1}{2} b^2 \cdot \frac{2}{3} b$$

$$\begin{aligned} (a + b) (a - b) \cdot n_1' &= \frac{2}{3} (a^3 + b^3) \\ &= \frac{2}{3} (a + b) (a^2 - ab + b^2) \\ n_1' \text{ of } k_1' &= \frac{2 (a^2 - ab + b^2)}{3 (a - b)}. \end{aligned}$$

Invloedslijn moment.

Te substitueeren:

$$\begin{aligned} a &= l_1 + \frac{2}{3} l_2 \text{ en } b = \frac{1}{3} l_2 \\ k_1' &= \frac{2 (l_1^2 + \frac{4}{3} l_1 l_2 + \frac{4}{9} l_2^2 - \frac{1}{3} l_1 l_2 - \frac{2}{9} l_2^2 + \frac{1}{9} l_2^2)}{3 (l_1 + \frac{1}{3} l_2)} \\ &= \frac{2 l_1^2 + 2 l_1 l_2 + \frac{2}{3} l_2^2}{3 l_1 + l_2}. \end{aligned}$$

$$k_1 = k_1' - \frac{2}{3} l_2 = \frac{2 l_1^2}{3 l_1 + l_2}.$$

$$\text{Evenzoo: } k_2 = \frac{2 l_2^2}{3 l_2 + l_1}.$$

Invloedslijn dwarskracht.

Te substitueeren:

$$a = l_1 + \frac{1}{2} l_2 \text{ en } b = \frac{1}{2} l_2$$

$$\begin{aligned} n_1' &= \frac{2 (l_1^2 + l_1 l_2 + \frac{1}{4} l_2^2 - \frac{1}{2} l_1 l_2 - \frac{1}{4} l_2^2 + \frac{1}{4} l_2^2)}{3 l_1} \\ &= \frac{4 l_1^2 + 2 l_1 l_2 + l_2^2}{6 l_1} \\ n_1 &= n_1' - \frac{1}{2} l_2 = \frac{4 l_1^2 - l_1 l_2 + l_2^2}{6 l_1}. \end{aligned}$$

$$\text{Evenzoo: } n_2 = \frac{4 l_2^2 - l_1 l_2 + l_1^2}{6 l_2}.$$

Deze formules zijn dezelfde als die afgeleid zijn in het bovenaangehaalde artikel van V r.

Op te merken valt, dat bij de invloedslijn voor het moment de nulpunten gelegen zijn tusschen $\frac{1}{6} l$ van het midden en de uiteinden van den ligger en bij de invloedslijn voor de dwarskracht tusschen $\frac{1}{6} l$ van het midden en het oneindige.

Literatuur.

1. V r. De oneindig stijve ligger over de geheele lengte elastisch ondersteund. *De Ingenieur in Ned.-Indië*, No. 11 — 1937.
2. Vreedenburgh. Bepaling van invloedslijnen met behulp van de methode der fictieve verbindingen. *De Ingenieur in Ned.-Indië*, No. 6 — 1934.
3. Colberg. Grundbau, Handbuch für Eisenbetonbau. Band IV.
4. Vreedenburgh. De grafische oplossing van de krachtsverdeling in liggers over hun geheele lengte elastisch ondersteund volgens de methode der gemiddelde waarden. *De Ingenieur in Ned.-Indië*, No. 1 — 1936.

BERICHTEN VAN ALLERLEI AARD.

Normalisatie.

Bij het Secretariaat van den Normalisatieraad — Bragaweg 38 zijn verkrijgbaar:

de nieuwe definitieve Nederlandsche normaalbladen en voorschriften:

- N 498: Trottoir- en opsluitbanden van beton. Afmetingen en keuringseisen.
 N 499: Idem. Uitvoering van de keuringsproeven.
 N 1014: Voorschriften voor bliksemafleiderinstallaties (in boekvorm).

de ter critiek gepubliceerde ontwerp-normaalbladen:

- V 1239: Rubbertransportbanden. Afmetingen en keuringseisen.
 V 1240: Idem. Uitvoering van de keuringsproeven.
 V 440: Gebakken draineerbuizen.
 V 1248: Textielgoederen voor de huishouding. Huishouddoeken.

BOEKBESPREKING.

„Wij bouwen bruggen”
 door ir. Paul L. Jansen.

Uitgever: Andries Blitz, Amsterdam.

Ir. Jansen is er in geslaagd een populair boek te schrijven over den bruggenbouw, waarin hij den leek op dat gebied op zeer eenvoudige, interessante en boeiende wijze vertelt, wat er al zoo aan het bouwen van bruggen verbonden is.

Na een bespreking van de constructiewijze in de oudheid en een beschrijving van de tegenwoordig gebruikelijke brugvormen volgt een overzicht van de werkzaamheden bij het projecteeren, waarbij de schrijver tevens wijst op de goede diensten van een waterloopkundig en een grondmechanisch laboratorium.

Vervolgens behandelt schrijver het toegepaste materiaal en de grondslagen der berekening, om dan te vertellen van de montage en uitvoering.

Met mooie foto's en teekeningen is het een en ander toegelicht.

L. F. C.

PERSONALIA.

Ir. J. G. Meerdink, hoofd ingr. bij den Prov. Wat. van M.-Java, is met ingang van 1 Juli 1939 werkzaam gesteld als Hoofd van de Waterst. afd. „Serang” te Semarang.

Ir. M. J. Roos, werkzaam als sectie-ingenieur van de sectie Magelang van de Waterst. afd. „Serajoe” te Magelang, is met ingang van 1 Augustus 1939 eerv. onth. van zijn terbeschikkingstelling v. d. Prov. M.-Java en toegev. aan den Resident van Riouw en Onderhoorigheden.

Ir. M. G. Fabius, werkz. op het Hoofdkantoor van den Waterstaatsdienst te Semarang, is met ingang van 1 Augustus 1939 belast met de waarn. v. d. betr. van hoofdingenieur.

Ir. H. J. Schoemaker is met ingang van 1 Augustus 1939 ter beschikking gesteld van de Prov. M.-Java als ingr. 2de kl. en werkz. gest. op het Hoofdkantoor van de Waterst. afd. „Serajoe” te Poerworedjo.

Ir. F. C. Rientsma, toegev. aan het Hoofd van de Waterst. afd. „Serang” met standpl. Semarang, is met ingang van 1 Augustus 1939 herplaatst op het Hoofdkantoor van den Waterst. dienst te Semarang.

Ir. Ong Thwan Tjiang, toegev. a. d. ingr.-executant der Krojaverken te Poerwokerto, is met ingang van 1 September 1939 overgeplaatst naar het Hoofdkantoor van den Waterst. dienst te Semarang.

Ir. A. G. M. Vermeulen, ingr. bij 's Lands Wat. te Padang, is met ingang van 1 September 1939 ter beschikking gest. v. d. Prov. M.-Java en met ingang van den datum, waarop hij den dienst van Ir. H. K. van Zijl de Jong zal hebben overgenomen, werkz. gest. als sectie-ingenieur van de sectie „Semarang” van de Waterst. afd. „Serang” met standplaats Semarang.

Ir. P. J. F. Apontoweil, werkz. op het Hoofdkantoor v. d. Waterst. afd. „Serang” te Semarang, is met ingang van ultimo September 1939 toegev. aan den sectie-ingenieur van de sectie „Semarang” van genoemde Waterst. afd.

Ir. King Liong Yap is met ingang van 14 September 1939 ter beschikking gesteld van de Prov. M.-Java en werkzaam gesteld op het Hoofdkantoor van de Waterst. afd. „Serang”.

Prof. dr. ir. C. P. Mom, hoofd v. h. Proefstation voor Waterzuivering en andere vraagst. v. techn. hyg. te Bandoeng, is wegens 6-jar. dienst 8 md. verlof n. Europa verleend, ing. ulto. Augustus 1940.

Ir. J. W. Halbisch, direct. v. d. Kon. Emma-school te Soerabaja, is met rang en titel van hoofdambt. ter besch. gest. v. d. Inspect. v. h. Middelb. Onderw. te Batavia.

Dr. ir. W. F. Gisolf, hoofdamt. ter besch. gest. v. d. Inspect. v. h. Middelb. Onderw., is voor 1 jaar tijd. ter besch. gest. v. d. Directeur v. Onderwijs, met rang en titel van hoofdamt.

Ir. J. Salm, ingr. b. d. B.P.M. is overgepl. v. Pangkalan Brandan naar Tjepoe.

Ir. T. J. P. de Bruïne, idem, is van verlof teruggek. te Tjepoe geplaatst.

Irs. A. H. J. van Goch en A. L. Soesman, ingrs. b. d. B.P.M., zijn van Tjepoe met Europ. verlof vertrokken.

KONINKLIJK INSTITUUT VAN INGENIEURS, Groep Ned.-Indië.

BESTUURSMEEDEDELINGEN.

Aangenomen en voorgestelde nieuwe Leden.

De in No. 8 van dezen jaargang voorgestelde leden zijn aangenomen.

Thans worden voorgesteld als *gewoon lid*:

Ir. J. van der Borden, Ingenieur bij den Dienst van den Mijnbouw te Bandoeng;

A. P. C. C. Kerkhoven, Dipl. El. Ing. E. T. H., Onderneming Panoembangan, halte Tjibadak;

Ir. C. Ch. Barentz, Hoofdingenieur bij de S.S. te Bandoeng;

Ir. S. Noyon, Ingenieur bij de S.S. te Bandoeng;

Dr. A. L. Simons, Geoloog bij den Dienst van den Mijnbouw te Bandoeng;

als *juniorlid*:

Mej. Que Djok Lien,

Thung Liong Peng en

Njo Tiong Tie, allen student aan de T. H. te Bandoeng

en als *geassocieerd lid*:

Ir. J. H. E. Hessels, Scheik. ingr. bij de Rubber Cultuur Mij. „Amsterdam”, te Galang (S.O.K.), lid van de Ned.-Chemische Vereeniging.

Eventuele bezwaren tegen deze candidaatstellingen worden vóór 30 November a.s. ingewacht bij het Secretariaat, Bragaweg 38, Bandoeng.

VEREENIGING VAN WATERSTAATSINGENIEURS.

Bij den bibliothecaris, ir. G. Meesters, Wenckebachstraat 29, Bandoeng, zijn verkrijgbaar:

Losse nummers van het tijdschrift <i>De Waterstaats-Ingenieur</i>	f 1,50
Grafieken voor hydraulische berekeningen, door ir. J. M. Steevensz	uitverkocht.
Grafieken, behorende bij het artikel „Een eenvoudige berekeningswijze voor leidingen en waterloopen” voorkomende in No. 9 — 1931	„ 0,50
Overdrukken van de belangrijkste verschenen artikelen, o.m.	
Geologisch overzicht van Java en Madoera, door dr. G. J. N. Hengeveld (1919 — 11)	„ 1,50
Afvoer van regens, door ir. A. Perelaer (1917 — 6)	„ 1,—
Bepaling van den afvoer van regens, door ir. J. E. de Meijer	„ 1,50
Springstoffen, door H. H. van Wijk (1921 — 2)	„ 1,—
Bandjirs in de rivieren van Java, door O. J. Herz (1922 — 12 en 1933 — 1)	„ 0,50
Een nieuwe aftap- tevens meetsluis, door ir. P. de Gruyter (1926 — 12 en 1927 — 1)	„ 2,—
Pompvergunningen en pompstations, door ir. H. M. Verwey (1927 — 4)	„ 1,—
De inwendige organisatie van de Vorstenlandsche Waterschappen, door ir. J. Th. Rietveld	„ 1,—
De gyroscoop en zijne toepassingen in de techniek, door Prof. ir. C. G. J. Vreedenburgh (1927 12)	„ 1,50
De tangentieele buigspanningen in groote drukbuizen, door Prof. ir. C. G. J. Vreedenburgh en wijken ir. W. Beyerinck (1929 — 5)	„ 1,50
Venturimeters voor secundaire aftapsluizen, door ir. A. L. Verwoerd (1929 — 10)	„ 2,50
Een module venturimeter-inlaatsluis met groot meetbereik, door ir. A. L. Verwoerd (1930 — 4) ...	„ 1,25
Electriciteit op bouwwerken, door ing. L. A. Schmid (1930 — 7)	„ 0,50
Gespoelde dammen (hydraulic-fill dams), door ir. S. A. Blok (1930 — 9)	„ 1,50
Toepassing van de waarschijnlijkheidsleer op hydrol. waarnemingen, door ir. S. H. A. Begemann (1931 — 1, 2 en 3)	„ 4,—
Het chlooronderzoek in de vlakke van Kedoeng Semat, door ir. F. M. van Veen (1931 — 6)	„ 1,50
De onvolkomen overlaat, door ir. H. Vlughter (1932 — 4)	„ 2,—
Een regelbare meetoverlaat als tertiaire aftapsluis, door ir. D. G. Romijn (1932 — 9)	„ 1,—
Berekening overlaatlengte van reservoirs, door ir. D. H. Arends (1933 — 6 en 7)	„ 2,—

Van de onderstaande overdrukken zijn nog enkele exemplaren verkrijgbaar, welke tegen *zeer verminderten prijs* worden opgeruimd.

Ir. C. A. E. van Leeuwen. Het huidige vraagstuk der watervoorziening van Batavia en Mr.-Cornelis (1917 — 3, 4, 7, 12 en 1918 — 1)	f 1,—
Ir. J. de Jonge. De Boschexploitatie op de Buitenbezittingen, speciaal die op het eiland Simaloer (1919 — 7)	„ 0,25
J. M. Beckman. De barometrische hoogtemeting in Indië (1922 — 6)	„ 0,25
Ir. W. C. D. Haarman. De economische grens van de wielkracht van vrachtauto's (1922 — 7)	„ 0,25
Ir. Ch. F. van Haeften. Drukbuizen van gewapend beton (1922 — 7)	„ 0,50
P. H. W. Sitsen. Energie-vernietigers (Kreuter-remmen) (1922 — 6)	„ 0,25
Dr. ir. W. B. Peteri. De Indische wegen en de mechanische tractie (1922 — 10)	„ 0,25
H. W. Jonkhoff. Het nieuwe motorreglement in verband met de railloze tractortrein (1923 — 8)	„ 0,25
Ir. B. J. K. Cramer. Ontwerp van een slacht- en koelhuis voor de gemeente Batavia (1923 — 1)	„ 0,50
Ir. P. de Gruyter. Aftap- tevens meetsluizen voor secundaire leidingen (1925 — 4)	„ 0,75
Ir. J. J. Baggelaar. De plannen van een zeehaven voor Semarang (1926 — 7)	„ 0,25
Ir. L. J. C. van Es. Stuwdammen (1928 — 8)	„ 0,50
Ir. F. D. Pigeaud. Schroef- en Kaplan turbines (1928 — 7)	„ 0,25
Dr. ir. L. J. de Ven. De tijdstudie op het gebied van den civiel-ingenieur in Indië (1928 — 9)	„ 0,25
Ir. J. F. Graadt van Roggen. Bevoeiingswerken in de Landschappen in Z.-W. Celebes (1928 — 9)	„ 0,25
Mr. J. Meihuizen. Beschadiging van bevoeiingswerken, enz. en hare berechting (1929 — 6)	„ 0,25
Ir. W. C. D. Haarman. De ontwikkeling van den trolleybus (1929 — 6, 7, 8)	„ 0,50
L. A. Schmid. Toepassing electrischen stroom bij werkzaamheden op ijzerconstructies, e.d. (1930 — 11)	„ 0,25
Richard Baumgartner. Het nieuwe Post- en Telegraafkantoor te Batavia (1930 — 2)	„ 0,25
Prof. ir. C. G. J. Vreedenburgh. Berekening der spanningen in den wand van vlak belaste buis- leidingen met grooten diameter onder overdruk met behulp der benaderingsformules voor samenge- stelde knik (1931 — 7)	„ 1,—
Ir. P. L. E. Happé. Wegbreedte in verband met de tegenwoordige verkeerseischen (1932 — 5) ...	„ 0,25

Nieuwe uitgave:

Meetsluizen ten behoeve van Irrigatiewerken.

Handleiding voor het ontwerpen en exploiteeren, ten dienste van practici en studeerenden, door ir. D. G. Romijn.	} f 2,—
Uitgave van de Vereeniging van Waterstaatsingenieurs in Ned.-Indië, 1938.	

N.B. Bestellingen voor *deze uitgave* te richten aan bovengenoemd adres; het verschuldigde echter s.v.p. gelijktijdig overmaken aan den *Penningmeester der Vereeniging van Waterstaatsingenieurs te Djokjakarta*.

DE INGENIEUR IN NEDERLANDSCH-INDIË

IV. MIJNBOUW EN GEOLOGIE. „DE MIJNINGENIEUR”

INHOUD: De Oembilin Steenkolenmijnen, door ir. G. J. Wally. — Economische mededeelingen.

De Oembilin Steenkolenmijnen *)

door

ir. G. J. WALLY,

Leider der Oembilin Steenkolenmijnen, Sawahloento (S.W.K.).

Inleiding.

Alvorens een uiteenzetting te geven van enkele technische, economische en sociale bijzonderheden van het mijnbedrijf, wil ik in het kort enkele bijzonderheden uit de geschiedenis van het ontstaan van de Oembilinmijnen vermelden.

Reeds in 1858 vermoedde de Gouvernements mijn-ingenieur de Groot de aanwezigheid van kolenlagen in het tegenwoordige Oembilinveld. Eerst in 1867 werd een onderzoek opgedragen aan den mijn-ingenieur W. H. de Greve, die in begin 1868 dikke kolenlagen ontdekte bij Oeloe Aer. In 1870 bracht hij een verslag uit getiteld „Het Oembilinkolenveld in de Padangsche Bovenlanden en het transportstelsel op Sumatra's Westkust”. In dit rapport werd door hem tevens den aanleg van een spoorlijn bepleit en de rentabiliteit daarvan aangetoond.

Tijdens een onderzoek naar de bevaarbaarheid van de Oembilinrivier, ten einde deze zoo mogelijk als afvoerweg naar zee (Indragiri) te bezigen, kwam de Greve om het leven. Hij verdronk tijdens het looden in een kleine stroomversnelling nabij Doerian Gedang. Zijn graf bevindt zich aan den oever der rivier en wordt door de bevolking met zorg onderhouden. De ontdekker van de Oembilinvelden werd in 1840 te Franeker geboren en overleed dus op 32 jarigen leeftijd. Zijn gedachtenis is voor het gewest bewaard gebleven door de oprichting van een gedenkteekeken op het de Greveplein te Padang, gelegen tegenover het Residentiekantoor.

Het kolenbekken werd nu nader onderzocht en geologisch in kaart gebracht door den bekenden mijn-ingenieur R. D. M. Verbeek. De resultaten van dit onderzoek verschenen in het Jaarboek van het Mijnwezen van 1875.

Aangezien het kolenbekken door de ketens van het Barisan-gebergte van zee is gescheiden, leverde de afvoer van de kolen groote bezwaren op. Meerdere afvoermethoden werden voorgesteld: kabelbaan, smalspoor, enz. Aan den spoorweg-ingenieur J. L. Cluysenaar werd opgedragen een tracé voor een spoorlijn te zoeken. Het door hem aangegeven

tracé is dat, waarlangs de tegenwoordige spoorweg loopt.

Toen door stookproeven gebleken was, dat de Oembilinkolen van goede kwaliteit waren en ook het transport mogelijk was, werd er van vele zijden op aangedrongen over te gaan tot uitgifte van de concessie, en tevens den bouw van een spoorweg en haven ter hand te nemen.

Daar de Indische Regeering niet wenschte over te gaan tot exploitatie van Gouvernementswege, in verband met de slechte ervaringen opgedaan met de exploitatie van een tweetal mijnen in Borneo, besloot zij tot aanbesteding, welke zou plaats hebben in December 1887.

In de Staten Generaal ging men echter met deze gedragslijn geenszins accoord en werd staatsexploitatie van spoorlijn en haven noodzakelijk geacht. Omtrent de winning der kolen liet men zich niet duidelijk uit. Het gevolg was, dat in 1887 een Wetsontwerp werd ingediend en aangenomen tot aanleg van bedoelden spoorweg en den bouw van een haven aan de Brandewijnsbaai, de tegenwoordige Emma-haven.

De bouw van spoorweg en haven werd opgedragen aan den hoofdingenieur J. W. IJzerman. Deze bouw liep vlot van stapel en kwam in 1893 geheel gereed.

Tegen de uitgifte van de concessie aan particulieren rezen ernstige bezwaren en het Gouvernement besloot voorloopig de ontginning zelf ter hand te nemen. Zoo begon men in October 1892 met de eerste werkzaamheden in het z.g. Soengei Doerianveld.

Het bedrijf bestaat thans 46 jaar en behoort dus tot de oudste in Ned.-Indië.

*) De inhoud van dit artikel komt overeen met de lezing, die de schrijver te Bandoeng hield voor het Koninklijk Instituut van Ingenieurs, Afd. Mijnbouw, ter inleiding tot de vertooning van films van het bedrijf der Oembilinmijnen.

De clichés van fig. 4 t/m 8 werden welwillend ter beschikking gesteld door de Redactie van „Ons Belang”.



Fig. 1.

Op bovenstaande kaart Fig. 1 is het geheele kolenveld afgebeeld, terwijl tevens zijn aangegeven de voorraden kolen, welke volgens de taxaties van Verbeek (1875) aanwezig zouden zijn. De tegenwoordige taxaties zijn:

1) Soengei Doerian-veld	93 mill. ton
2) Sigaloet-veld	80 " "
3) Parambahan-veld	20 " "
4) Veld ten W v.d. Loerah Gedang (z.g. Tanah Hitam-veld)	12 " "
5) Soegar-veld	?

Totaal ruim 200 mill. ton

Van deze velden is nog slechts het Sei. Doerian-veld in exploitatie genomen. Tot heden toe is daar 25 mill. ton kolen gewonnen incl. de niet te vermijden afbouwverliezen en de verliezen tengevolge van orand.

Winning, opvulling en transport.

Thans een en ander over de winning van de kolen.

De kolen komen voor in een drietal lagen, welke normaal onder een helling van 12° liggen. Deze drie lagen van boven naar beneden, A-, B- en C-laag genoemd, zijn resp. 2, 1 en 6-10 m dik en liggen op ongeveer 30 m van elkaar, gemeten in de richting loodrecht op het laagvlak.

De diepte onder de oppervlakte wisselt in verband met de configuratie van het terrein. Langs den z.g. dagzoom komen de lagen te voorschijn. Vandaar uit

is dan ook de eerste ontginning begonnen. Men dreef daartoe van de oppervlakte af een hellende galerij in de kool omlaag en begon na bijv. 50 m een horizontale galerij, die de strekking van de laag volgde. Deze galerij heet grondgalerij. De strook kolen tusschen deze grondgalerij en de oppervlakte werd nu weggenomen. Meestal liet men een smalle strook aan de oppervlakte staan, aangezien deze kool tengevolge van de inwerking van water en oxydatie door de lucht van minderwaardige kwaliteit was.

Vervolgens werd de hellende galerij wederom verlengd; men ging naar een dieper niveau en zette een tweede grondgalerij aan. De grondgalerij op het hoger liggende niveau werd nu luchtgalerij, want deze diende als afvoer naar buiten van de lucht, die langs de grondgalerij wordt ingeblazen en vervolgens langs het kolenfront strijkt, waar de arbeiders te werk gesteld zijn.

Zoo hebben wij bij dit bedrijf diverse niveau's n.l.

niv. 365 m boven de zeespiegel

" 335 " " " "

" 292 " " " "

" 215 " " " "

Het veld dat thans het grootste deel van de productie levert, het Sawah Rasau IV-veld, is gelegen tusschen het niv. 335 en niv. 292. Alle kool aanwezig van af de oppervlakte (dagzoom) tot niv. 335 is practisch afgebouwd. Op een ander punt van de mijn is de afbouw reeds gevorderd tot aan het niv. 292 en is de strook vanaf 292 tot 215 in ontginning.

Een dieper liggend niveau n.l. op 160 m wordt thans voor ontginning voorbereid. Dit nieuwe veld heeft het nadeel, dat het gelegen zal zijn onder het niveau der Oembilinrivier, zoodat de afvoer van water dan door middel van pompen zal dienen plaats te hebben.

Tot nu toe is het nog mogelijk den waterafvoer door middel van goten te doen plaats hebben in de Oembilinrivier via enkele zijrivieren o.a. de Loento.

Het Sawah Rasau IV-veld is een ontginning in de C-laag, welke aldaar 8 m dik is.

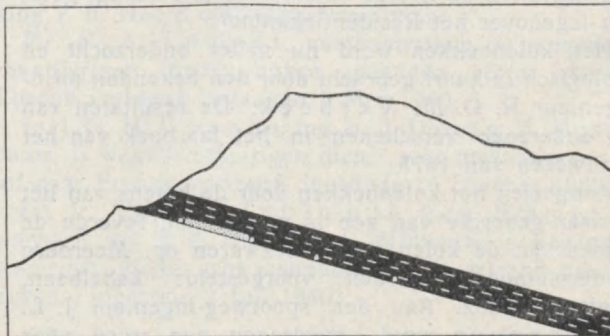


Fig. 2. Winning van laag C (schematisch).

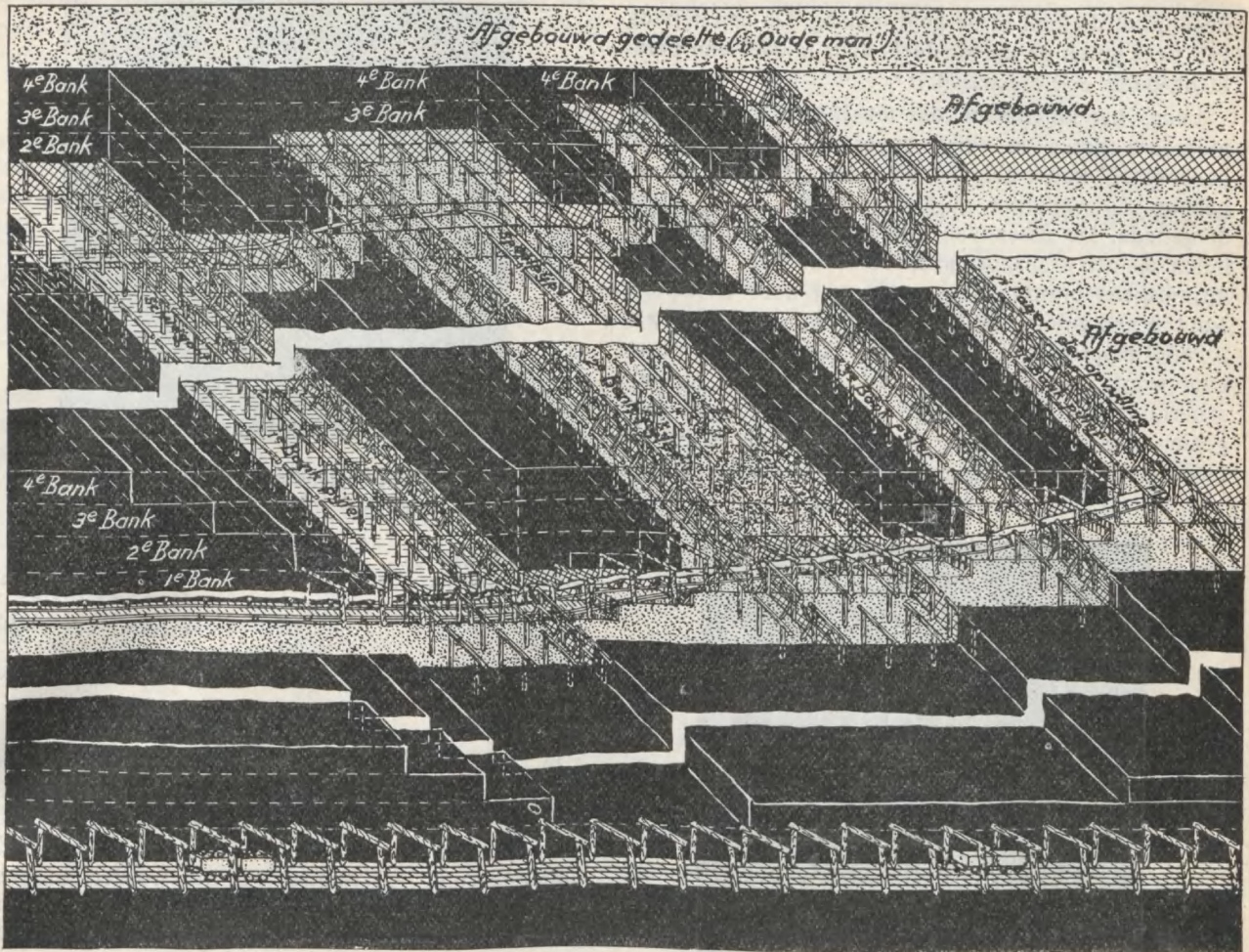


Fig. 3. Afbouwveld in laag C in parallelprojectie.

Wordt bij de A-en B-laag (2 en 1 m dik) de laag ineens in zijn volle dikte uitgehakt, bij de C-laag is dit niet mogelijk. Men verdeelt daar de laag in banken van 2 m dikte, die men achtereenvolgens wegneemt (fig. 2 en 3).

Men begint met eerst de onderste 2 m of Ie bank weg te nemen. De opengekomen ruimte wordt weer met zand opgevuld. Zoodra een strook van 20 à 25 m in de Ie bank is weggenomen en opgevuld, begint men nu, staande op de onderste 2 m zandopvulling, de volgende 2 m kool of IIe bank af te bouwen en op te vullen. Ondertusschen heeft afbouw en opvulling van de Ie bank voortgang. Is nu weer 20 à 25 m van de IIe bank ontgonnen, dan wordt de IIIe bank aangepakt en na eenigen tijd eveneens de IVe bank. Is deze laatste bank afgebouwd, dan is dus de volle dikte van de laag kool vervangen door een zandlaag van gelijke dikte.

Het winnen van de kolen geschiedt thans grootendeels door middel van afbouwhamers, d.z. pneumatische hamers van een model, zooals ook voor het klinken gebedigd wordt, doch voorzien van een puntig stalen pikijzer. De punt wordt door den hamer in de kool gedreven, waarbij deze in meer of minder groote stukken afbrokkelt. De thans in gebruik zijnde hamers hebben een gewicht van ± 7 kg, de lichtste

hamer welke gefabriceerd wordt. Thans zijn proeven gaande met zwaardere (meer normale) modellen van ± 9 kg, teneinde de prestatie van den arbeider op te voeren. De voorloopige resultaten zijn gunstig. Ook wordt voor bijzonder werk nog gebruik gemaakt van het pikhouweel. De kolen worden nu geschept in een goot, welke evenwijdig aan het kolenfront is opgesteld en die een schuddende beweging maakt. Daar-



Fig. 4. Kolenpijler met schudgoot.

door glijdt de kool in de goot omlaag. De aandrijving van deze goten geschiedt deels door middel van perslucht, deels ook electrisch.

Langs het kolenfront, dat tot 250 m lang is, zijn meerdere goten in serie opgesteld. Aangezien de hoeveelheid kolen naar beneden toe steeds toeneemt, hebben de onderste gotenseries ook een grootere doorsnede. De goten van alle 4 banken storten hun kolen op een transportband, welke de kool tot in de mijnwagens brengt. Gewoonlijk ligt deze transportband in een galerij, welke op ± 15 m afstand vrijwel parallel loopt met de grondgalerij. Deze laatste 15 m kool wordt nog niet afgebouwd, doch dient ter bescherming van de grondgalerij (veiligheidsbeen), aangezien deze immers later nog dienst moet doen als luchtgalerij bij de ontginning van een dieper niveau.



Fig. 5. Transportband in een grondgalerij.

In het Sawah Rasau IV-veld is de toestand eenigszins anders. De laag is hier niet een plat vlak, doch vormt een kom. De transportband nu ligt in het diepste deel van deze kom. Aangezien het diepste punt op ± 280 m ligt, voert het laatste deel van de transportband de kolen omhoog naar het niv. 292.

Een verdere bijzonderheid van dit veld is, dat de afbouw hier tweevleugelig is, want zoowel de Z-zijde als de N-zijde van de z.g. komgalerij worden afgebouwd en voeren op den genoemden transportband af.

De hiervoor genoemde transportbanden zijn in 1934 bij de Oembilijnmijnen voor het eerst toegepast. Door de invoering hiervan was de centrale afvoer van de afbouwvelden met lange fronten in dikke lagen verzekerd. Met de aanschaffing en opstelling van meerdere transportbandinstallaties gaat dan ook hand in hand verhooging van de veldproducties, waardoor concentratie mogelijk werd, wat uiteindelijk leidt tot verhooging van het effect, d.i. de prestatie in kg gewonnen kool per dagtaak. Een sprekend voorbeeld ter toelichting is de wijze, waarop in Februari en in Augustus 1938 een gelijke dagproductie van 3150 wagens (= 1750 t) werd verkregen.

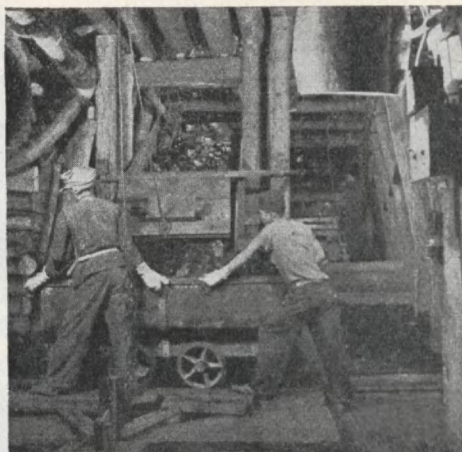


Fig. 6. Centrale laadinrichting aan het eind van een transportband.

Afdeeling	Februari	Augustus	
C.-laag Doerian	550	—	uitgeput
Id. S.R.IV.	1450	1950	
Id. S.R.V.	350		gecombi-
A.-laag S.R.V.	400	1100	neerd.
A.-laag Langkok	350	—	gestaakt
Voorbereiding	50	100	
Totaal	3150	3150	

In gebruik zijn uitsluitend trogbanden met een bandbreedte van 800 en 660 mm. In het S.R. IV-veld vervoert de centrale band van 800 mm regelmatig 2000 wagens per ploeg, dat wil zeggen, dat in de spitsuren rond 400 wagens per uur worden getransporteerd (= 220 ton). De klep van den bunker, waaruit de mijnwagens worden gevuld, is dan ook voorzien van een pneumatische inrichting voor het openen en sluiten; de bediening met een door den voet bewogen hefboom was voor den arbeider te vermoeiend.

Op het oogenblik is ongeveer een lengte van 1500 m aan transportbandinstallatie in voortdurend bedrijf met dus ruim 3 000 m rubberband.

Voor de reparatie van deze banden wordt beschikt over een tweetal vulcaniseerpersen. Stagnaties komen zelden voor en kunnen dank zij de groote ervaring van het personeel in korten tijd worden opgeheven. In 1938 bedroeg de totale duur der stagnaties 1060 minuten (rond 18 uur). Hierbij waren dagelijks gemiddeld 6 installaties gedurende 8 uur in bedrijf.

Sinds korten tijd is een bandinstallatie van 660 mm en 200 m lengte in een pijler opgesteld in plaats van schudgoten. Het is zonder bezwaar mogelijk hiermede 200 wgs/h af te voeren. Het is gebleken dat het verplaatsen van een dergelijken transportband geen enkele moeilijkheid oplevert en zelfs minder arbeid kost dan het verplaatsen van de schudgootinstallaties.

Behalve in den afbouw, is de transportband ook in de voorbereiding op zijn plaats. Het is mogelijk de galerijen volkomen recht te drijven, daar de band in staat is de onregelmatigheden van de laag in verticalen zin te volgen.

Men ziet, dat de invoering van den transportband groote wijzigingen heeft gebracht in de vervoersmogelijkheden van de kolen en in de toekomst zal deze wijze van transport den afbouw met groote,

economisch produceerende eenheden (bijv. 2000 wgs per veld) van de diepere niveau's en ook van het z.g. Tanah Hitam-veld mogelijk maken.

Ter voorkoming van het instorten wordt het dak ondersteund door middel van stempels, waarover een kap is gelegd. Deze stempelrijen staan evenwijdig aan het front op 1,50 m of 2 m afstand en zijn onderling verbonden door z.g. bekleedingshout, dat over de kappen ligt en in het bijzonder dient om het navallen van grotere of kleinere stukken kool tegen te gaan. Een strook tusschen twee stempelrijen heet een pand.

Telkens worden een drietal panden door middel van een pagger van bamboe en matten van het kolenfront gescheiden. Deze ruimte wordt dan opgevuld met zand.

Deze opvulling beoogt meerdere doeleinden. In de eerste plaats een werkvloer te vormen voor den afbouw van de hooger gelegen bank.

Doch bovendien is het noodzakelijk, na afbouw de laag zooveel mogelijk af te sluiten van de lucht, aangezien anders in de restanten koolbroeiing kan optreden waardoor na eenigen tijd brand zou kunnen uitbreken.

Reeds in 1893 ontstond de eerste mijnbrand door broeiing en nog steeds is het niet gelukt dezen te dooven, aangezien de ontginning toen zoo dicht aan de oppervlakte lag, dat de lucht door allerlei spleten (bijv. gevormd door de wortels van boomen als de waringin) steeds toegang heeft.

Daar de kolen rondom dezen mijnbrand reeds geheel zijn afgebouwd en het veld dus aan alle zijden door de opvulling is ingedamd, levert deze mijnbrand geenerlei gevaar op.

Ten slotte heeft de opvulling ten doel het instorten van den bovengrond tegen te gaan. Dit is vooral in Europa bij afbouw onder bewoonde plaatsen van zeer veel belang.

In verband met de laatstgenoemde doeleinden worden dus ook de dunnere A- en B-lagen na afbouw opgevuld.



Fig. 7. Het volspoelen der ontkoolde ruimte met zand.

Het opvulmateriaal wordt verkregen door de zandsteen, die boven de kolen overal aan de oppervlakte voorkomt, eerst met explosieven los te schieten en vervolgens met water onder hoogen druk (25 at) tot zand te spuiten. Een mengsel van zand en water in de verhouding 1 : 9 loopt langs een stelsel van goten naar groote bakken van 400 — 600 m³ inhoud. Het zand bezinkt, terwijl het water met klei gemengd afloopt. De bakken zijn gelegen in de nabijheid van een boorgat, dat in de luchtgalerij (niv. 335) uitmondt. Van daaruit voert een pijpleiding naar de verschillende pijlers, welke voor opvulling in aanmerking komen.

Is er in de mijn een pijler gereed voor het spoelen, dan wordt het zand in de bakken met weinig water, n.l. ongeveer 1 zand op 2 water, aangemengd en dit mengsel via een goot geleid in een trechter, welke boven het boorgat is geplaatst. Boven den trechter is een zeef, welke dient om eventueel te groote stukken tegen te houden. Door de buisleidingen komt het zandwatermengsel in de pijler. Het zand blijft liggen, terwijl het water door den geplaatsten pagger van matten, hier en daar zoonoodig nog met alang-alang afgedicht, filtreert en wegstroomt. Op deze wijze wordt een zeer dichte, goed afsluitende opvulling verkregen.

Het winnen van de kolen en het opvullen geschiedt niet gelijktijdig, doch door verschillende ploegen. Zoo wordt op zeker oogenblik in het S.R. IV-veld des morgens van 6 — 14 uur kool gewonnen en door de middagploeg van 14 — 22 uur gespoeld. In het tweede afbouwveld dat in bedrijf is, is de toestand juist andersom: de ochtendploeg spoelt, de middagploeg wint kolen. De nachtploeg van 22 u — 6 u dient slechts voor reparatiewerkzaamheden. Elke 14 dagen wisselen de ploegen.

De door den transportband aangevoerde kolen worden in mijnwagens gestort en in treinen van 36 wagens door elektrische trolley-locomotieven naar buiten getrokken. Het niveau 292 is n.l. het hoofd-transport-niveau. De transportgalerij is 5 km lang, gedeeltelijk in de kool, gedeeltelijk in het gesteente gedreven. De kolen, die op een lager niveau worden gewonnen, worden door middel van een hellenden transportband naar de hoofdtransportgalerij opgevoerd.

Het S.R. IV-veld produceert thans op één ploeg ruim 2000 wagens, terwijl het andere veld thans 1200 wagens produceert. Met nog ruim 100 wagens, gewonnen uit een z.g. voorbereiding, bedraagt de totale dagproductie ongeveer 3300 wagens van 550 kg of 1 800 ton. Dit geeft een jaarproductie van 550 000 ton.

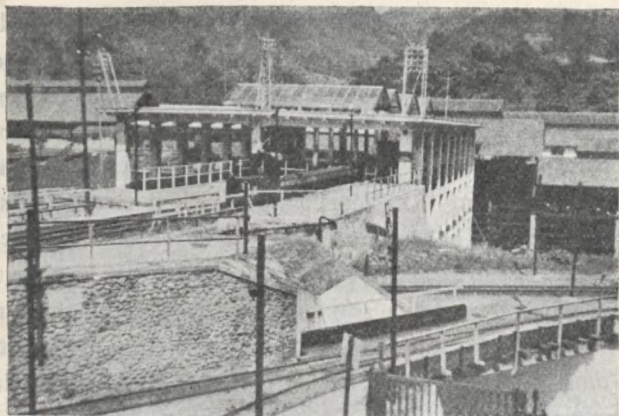


Fig. 8. Zeefhuis.

Hiervóór schreef ik reeds over de ventilatie van de mijn. Deze heeft ten doel het verwijderen van eventuele schadelijke gassen, zooals het explosieve mijngas, dat gelukkig in de Oembilinmijnen slechts zelden voorkomt, bovendien het verwijderen van het uitgedemde koolzuur en het afvoeren van de ontwikkelde warmte.

Door middel van een stelsel van deuren, die ten behoeve van het verkeer vaak bij wijze van sluis in

Ventilatie.

drievoud zijn aangebracht, wordt de lucht langs de verschillende werkpunten geleid en ontwijkt dan weer in de buitenlucht.

In totaal zorgen een drietal ventilatoren met een gezamenlijke verplaatsing van 5000 m³ lucht per min voor de luchtverversing, d.w.z. dat per ton kolen, die uit de mijn wordt gehaald, ruim 5 ton ventilatielucht naar binnen wordt geblazen.

Verlichting.

Een belangrijk punt van het ondergrondse bedrijf is de verlichting. Elke arbeider moet ingevolge het Mijnpolitierglement voorzien zijn van een lamp. Aangezien mijngasgevaar niet geheel en al is uitgesloten, worden geheel gesloten lampen toegepast. De sluiting is zoodanig, dat deze in de mijn door de arbeiders niet kan worden geopend. Dit geschiedt in het lampenstation met behulp van een sterken electromagneet. Overwegend is thans de elektrische mijnlamp, voorzien van een z.g. alkalischen accumulator, welke een brandduur heeft van 12 uur en na afloop van de ploeg weer wordt opgeladen.

Doch op elk werkpunt moet ten minste één benzine mijnlamp aanwezig zijn van het bekende Davy-model. Deze lampen hebben n.l. het voordeel, dat zij bij aanwezigheid van stikgassen, bijv. koolzuur, dooven en daardoor waarschuwen, doch vooral is de benzinelamp belangrijk, omdat het daarmee mogelijk is het gevreesde mijngas aan te toonen. Daartoe wordt

de pit zoo laag mogelijk gedraaid, zoodat nog maar een zeer klein vlammetje nauwelijks zichtbaar is. Is mijngas aanwezig, dan vormt zich boven het vlammetje een blauw aureool, waarvan de grootte een maatstaf is voor het gehalte aan mijngas. Het is mogelijk een gehalte van $\frac{1}{2}$ tot maximaal 6% met een nauwkeurigheid van ongeveer 1% aan te toonen.

Telkenmale na een vrijen dag worden, alvorens de arbeiders de mijn betreden, alle werkpunten op mijngas gecontroleerd.

In meerdere pijlers is reeds verlichting aangebracht van beschermde elektrische lampen. Deze pijlerverlichting beoogt behalve een verhooging der veiligheid ook een opvoering voor het ondergrondse arbeidsrendement. Deze installaties zijn eerst sinds kort in bedrijf en hebben reeds hun doelmatigheid bewezen, zoodat met het uitbreiden van deze verlichting zal worden voortgegaan.

Krachtvoorziening.

Na deze beschrijving van het ondergrondse mijnbedrijf en wat daarmee direct samenhangt, volgen nu eenige bijzonderheden over de bovengrondse installaties.

De krachtvoorziening geschiedt door een elektrische centrale, welke aan de Oembilinrivier is opgesteld op ± 13 km afstand van Sawah Loento. Deze plaatsing was noodig, omdat in de verre toekomst ook moet worden voorzien in de levering van stroom aan de verder afgelegen velden aan de andere zijde van de Oembilinrivier. Ten opzichte van het geheele Oembilinveld is de ligging dus centraal (zie kaart fig. 1). Opgesteld zijn 3 aggregaten van 2000 kW elk. Hier van zijn voortdurend twee in bedrijf, daar de spitsbelasting 4200 kW bedraagt.

Uitbreiding van deze centrale met een aggregaat van ongeveer 5000 kW en der benodigde ketelcapaciteit is voor de naaste toekomst geprojecteerd.

De stroom wordt door middel van een dubbele ringleiding naar de diverse installaties gevoerd. Op deze wijze is een zoo groot mogelijke bedrijfszekerheid gewaarborgd. De voornaamste krachtverbruiker is de watervoorziening ten behoeve van de spoelopvulling. Ongeveer $\frac{2}{3}$ van het totale stroomverbruik is hiervoor benodigd. Een viertal groote pompen van elk 300 kW vermogen en een tweetal van het halve vermogen, aan de Oembilinrivier opgesteld, voeren het water 300 m omhoog in een bak boven op een heuvel ruim 500 m boven zee. Ter zijde van den bak zijn een serie pompen gemonteerd, die het water

uit de bak onder hoogen druk naar de monitors persen, welke dienen om de losgeschoten zandsteen fijn te spuiten.

De voorziening van de mijn met druklucht van 6 at voor het aandrijven van afbouwhamers en schudgootmotoren geschiedt door middel van een modernen turbocompressor met een vermogen van 1100 kW en een tweetal zuigercompressoren van 500 kW elk. Voor deze persluchtvoorziening is ongeveer 1/6 van het totale krachtverbruik noodig. In verband met de ongunstige ligging van de zuigercompressoren t.o. van de toekomstige afbouwvelden en bovendien door de steeds verdergaande mechanisatie zal een tweede turbocompressor worden opgesteld.

Andere krachtverbruikers zijn nog de ventilatie, de omvormers voor de elektrische tractie, de werkplaatsen en de verlichting.

Arbeidskrachten en zorg voor den arbeider.

Thans eenige beschouwingen over de voorziening van arbeidskrachten.

Oorspronkelijk is men begonnen met uitsluitend dwangarbeiders te werk te stellen, waarvan er in 1893 een 1500 tal werden aangevoerd. Deze waren oorspronkelijk ondergebracht in een groot aantal verspreid liggende moeilijk te bewaken gebouwen met bamboe-omheining.

De mogelijkheid tot drossen was dan ook zeer groot, waartoe nog medewerkte het feit, dat de gestraften zich tot 's middags 6 uur buiten de kwartieren mochten begeven. Aangezien zij ook in de werkplaatsen waren te werk gesteld, was het voor hen eenvoudig zich van allerlei wapens te voorzien. Het resultaat was dan ook, dat de bevolking in den omtrek door weggelopen gestraften werd geterroriseerd, dat bovendien allerlei onderlinge veeten tusschen de diverse landaarden op moorddadige wijzen werden uitgevochten en dat men, om de orde te bewaren, tot het uitdeelen van veel rottanstraf en celstraf moest overgaan.

In de jaren 1922 — 1925 ging men over tot den bouw van een geheel ommuurd gevangenis-complex, dat door middel van een tunnel direct met de ondergrondse werken verbonden was. Bovendien werd één speciale afdeling aangewezen, waarin, met uitzondering van eenige vaklieden, uitsluitend gestraften werden tewerkgesteld. Dit was het S. R. IV-veld. Daarmede was practisch aan alle moeilijkheden een eind gemaakt. Ontvluchtingen kwamen vrijwel niet voor, ook de rottanstraf behoefde zelden meer te worden toegepast, terwijl door een eenvoudige controle het in bezit hebben van wapens effectief kon worden tegengegaan en ook de onderlinge vechtpartijen tot een minimum konden worden beperkt.

In 1924 hadden bij een gemiddelde sterkte van 3400 gestraften 7600 ontvluchtingen plaats, terwijl 10 moorden werden gepleegd en 25 andere strafbare feiten. Opgelegd werden 5800 rottan- en 6100 celstraffen. In 1928 bij een gemiddelde sterkte van 2210 dwangarbeiders bedroeg het aantal ontvluchtingen 8. Moordaanslagen hadden niet plaats. Slechts 27 maal werd rottanstraf opgelegd en 68 maal celstraf. Vanaf 1932 kwamen ontvluchtingen hoogstens

Eenige ronde getallen mogen een en ander nog aanvullen.

Bij de huidige productie levert de elektrische centrale jaarlijks af 20 mill. kWh. Hiervan gebruikt de watervoorziening 13½ mill. kWh, waarbij 5 mill. m³ water wordt opgepompt. Dat water dient weer voor de winning en het transport van 400 000 m³ grond. De compressoren nemen af rond 3½ mill. kWh en persen daarmee ruim 30 mill. m³ lucht van 1 at druk samen tot 6 à 7 at.

Het verbruik van de ventilatoren bedraagt slechts 1 mill. kWh, terwijl het geheele verdere bedrijf 3 à 4 mill. kWh verbruikt.

Een goed denkbeeld van de voortgaande mechanisatie van het bedrijf geeft het verbruik in kWh per ton gewonnen kool.

In 1930 werd bij een productie van ruim 600 000 ton verbruikt 30 kWh en in 1938 bij een productie van 515 000 ton 40 kWh per ton, d.i. een stijging met 33%.

één keer per jaar voor, ook had geen doodslag meer plaats. De rottanstraf werd in 1936 3 × en 1937 1 × toegepast, in de andere jaren niet.

In 1936 waren er nog slechts 400 gestraften over; een aantal dat juist voldoende was om het S. R. IV-veld toen te bezetten. In den loop van het jaar daalde dit aantal nog en het was niet mogelijk voldoende aanvulling van het Gevangeniswezen te verkrijgen, zoodat noodgedwongen ook vrije arbeiders in het veld moesten worden tewerkgesteld, hetgeen dank zij de zeer goede geest zoowel onder gestraften als onder de vrije arbeiders — allen reeds jaren hier werkzaam — tot geenerlei moeilijkheden aanleiding gaf, doch nochtans voor de toekomst niet kon worden bestendigd.

De oorzaken van den slechten aanvoer van gestraften zijn gelegen in het feit, dat het Gevangeniswezen in den loop der jaren geheel van karakter is veranderd, door het in bedrijf nemen van verschillende gevangenisbedrijven, waardoor een groot aantal veroordeelden aldaar kan worden te werk gesteld. Bovendien komen voor mijnarbeid slechts in aanmerking zij, die volkomen gezond en krachtig gebouwd zijn. En bij de keuze uit deze categorie heeft echter het Leger de voorrang.

Begin 1937 werd dan ook in overleg met de hoofden der betrokken diensten besloten over te gaan tot geleidelijke afvloeiing van de nog aanwezige gestraften en vervanging door vrije arbeiders. Deze afvloeiing was 1 April 1938 voltooid.

Nog altijd heeft Sawah Loento den naam, dien het inderdaad vóór 1925 meer of minder terecht verdiende. Dit bleek voor kort nog zeer duidelijk uit een mededeeling van den heer Reedijk, een cineast uit Nederland, die in opdracht van de I.N.E.F. (Indië — Nederland in de film) een serie opnamen van Indische bedrijven heeft gemaakt.

Hij was oorspronkelijk niet van plan een opname van het mijnbedrijf te maken; hem was dit door het leidende comité van de I.N.E.F. ontraden, daar volgens dit comité hier nog altijd toestanden zouden heerschen, welke men maar liever niet in Nederland wenschte te vertoonen. De onjuistheid hiervan bleek spoedig en een groot deel van de film van den heer

Reedijk is nu dan ook gewijd aan het leven van de arbeiders bij dit bedrijf, ook buiten het werk.

Tenslotte zij met betrekking tot de dwangarbeiders nog medegedeeld, dat toen de transporten gestraften Sawahloento verlieten, bij velen van hen het afscheid tranen kostte. De behandeling, die zij hier ondervonden, de huisvesting, badgelegenheid en vooral de voeding, alsook de meerdere vrijheid binnen de gevangensmuren na afloop van het werk, was van dien aard, dat zij niet gaarne deze plaats verlieten.

Thans een en ander over de overige arbeiders bij dit bedrijf.

Reeds kordt na het ontstaan van het bedrijf liet de aanvoer van dwangarbeiders te wenschen over tengevolge van den oorlog in Atjeh. Zelfs is het voorgekomen, dat er in enkele dagen tijd 800 man aan het bedrijf werden onttrokken ten behoeve van het leger (1898). Aangezien de locale bevolking minder geschikt is voor mijnarbeid, werden arbeiders van buiten aangevoerd. Eerst Chineezers, doch dit bleek geen succes. Men begon dan ook van 1902 af met aanvoer van Javaansche contractanten. Gezien het gehalte van degenen, die zich als contractant voor de mijnen lieten aanwerven, was het niet te verwonderen, dat zich vele moeilijkheden voordeden. De aanraking tusschen gestraften en contractanten werkte dit nog in de hand. Drossen en uitdeelen van straffen was dan ook aan de orde van den dag.

In den loop der jaren wijzigde zich de toestand geheel en al. De oud-contractanten bleven voor een deel bij het bedrijf werken en sloten daarbij een vrije werkovereenkomst volgens Staatsblad 1911 No. 540.

In 1933 werden voor de laatste maal een 300 nieuwe contractanten onder Poenale Sanctie aangevoerd. Het laatste contract van dien aard expireerde in 1935 en van dien tijd af werken te Sawahloento uitsluitend arbeiders met vrije werkovereenkomst.

In den loop der jaren zijn er ook een groot aantal arbeiders, afkomstig van de Westkust, bij het bedrijf in dienst getreden, meestal als vakman (toekang) of als koelie. Slechts een klein aantal is ondergronds werkzaam. Van de totaal 2800 arbeiders zijn tegenwoordig ongeveer 1400 Maleiers, waarvan er 300 ondergronds werken, doch vrijwel uitsluitend als locodrijver, timmerman, metselaar, toekang of monteur van de ondergrondsche werktuigkundige en electrische afdeling.

In 1934 werd voor de arbeiders werkzaam in doorlopende dienstbetrekking bij de gouvernementsbedrijven een arbeidersregeling ingesteld bekend als het Werkliedenreglement. In dit reglement worden regelingen voor uitbetalingen van loon bij ziekte, tijdens een vacantie-verlof en op een bepaald aantal vrije dagen, enz. gegeven, doch het belangrijkste voor den arbeider is de mogelijkheid na beëindiging van zijn diensttijd een zeker pensioen te krijgen. Dit pensioen bedraagt 1% per dienstjaar over het gemiddelde dagloon gedurende de laatste twee jaren genomen.

De voordeelen aan dit Werkliedenreglement verbonden kwamen in het bijzonder tot hun recht in de afgelopen jaren, toen tengevolge van de inkrimping

van het bedrijf vele oudgedienden konden afvloeien onder toekenning van onderstand. Daar velen van hen zich in de loop der jaren een huisje hadden gebouwd en een stuk grond in ontginning hadden genomen, waren zij ook na hun diensttijd goed verzorgd.

De Javaansche arbeiders, die voor het bedrijf worden geworven, worden bij hun aankomst door den bedrijfsarts nogmaals gekeurd en zoo noodig in het hospitaal opgenomen voor herstel van kwalen of voor het ondergaan van een mijnwormkuur.

Gedurende één maand worden zij dan belast met licht buitenwerk en gaan vervolgens de mijn in, eerst 2 weken gedurende 4 uur en daarna 2 weken gedurende 6 uur. Na twee maanden arbeiden zij gedurende een volle ploeg ondergronds. In hun voeding, ook die van het gezin, wordt van bedrijfswege voorzien. Daartoe is er een centrale keuken, waar eventueel voor 6000 man de voeding kan worden toebedeid. Tegenwoordig bedraagt de sterkte echter slechts 1000 man.

Na 6 maanden kan aan de gehuwden voeding in natura verstrekt worden. Hun wordt dan elke 10 dagen roode rijst, visch en peulvruchten verstrekt, ook voor de kinderen. Mocht de gezondheidstoestand van het gezin het noodig maken of blijkt, dat de rijst wordt gestampt of dat voedingsmiddelen worden verkocht, dan wordt weer toebedeide voeding verstrekt. De arbeiders, ook de Maleiers, zijn ondergebracht op een 4-tal emplacementen. Eén daarvan is het vroegere gevangenis-complex, dat met weinig moeite tot een uitstekende koelie-kampong is verbouwd.

Ten behoeve van de gezondheid der arbeiders is een hospitaal aanwezig, dat bij de huidige organisatie plaats biedt aan 200 zieken. Aan het hoofd staat een bedrijfsarts, waaronder het noodige verpleegpersoneel is tewerkgesteld. Ook een vroedvrouw is aanwezig. Behalve in den kampong, welke in de onmiddellijke nabijheid van het hospitaal is gelegen, is in de overige kampongs een polikliniek aanwezig, waar een mantri wonden verbindt, eenvoudige geneesmiddelen verstrekt en de meer ernstige gevallen naar den bedrijfsarts verwijst.

Ook voor het amusement van de arbeiders wordt gezorgd. Tweemaal per maand op loondag hebben filmvoorstellingen plaats. Bovendien geven ronggengs (danseressen) met gamelan drie maal per week voorstellingen, afwisselend in de diverse kampongs. Een tooneelgezelschap uit de arbeiders samengesteld geeft op regelmatige tijden voorstellingen van hoogst dramatischen inhoud, waarbij echter de zeer tragische scènes worden afgewisseld met zang en dans van girls, gekleed in afgedankte japonnen van de Europeesche dames. Hoewel met de nieuw aangekomen arbeiders in den beginne vaak moeilijkheden worden ondervonden, blijven zij, die hier reeds wat langer zijn, het bedrijf trouw en indien zij na drie jaar met verlof naar Java gaan, keert het meerendeel terug en brengt zelfs familieleden mee, die hier worden tewerkgesteld. Zoo kan het arbeidersvraagstuk, ook al zijn er nog altijd moeilijkheden (een mensch is nu eenmaal geen machine) als opgelost worden beschouwd.

Economische positie van het bedrijf.

In de achter ons liggende jaren is ernstig in overweging geweest één der beide Gouvernements mijnen te sluiten in verband met de groote verliezen, welke toen werden geleden. Tijdens de behandeling van de begroting 1935 verklaarde de Regeering in de Memorie van Antwoord het volgende:

„De werkzaamheden bij de Boekit Asammijnen worden „zoo geleid, dat dit bedrijf geleidelijk de productie van „de Oembilinmijnen zou kunnen overnemen, hetgeen „vermoedelijk in den loop van 5 of 6 jaar het geval zal zijn.

„Met het oog hierop worden de Oembilinmijnen op „liquidatiebasis ontgonnen, waardoor in de komende „jaren zeer goedkoop zal kunnen worden geproduceerd. „De ontginning wordt evenwel zoo gedreven, dat, mocht „tegen de hierboven uitgesproken verwachting in, de „situatie op de kolenmarkt belangrijk verbeteren, de „Oembilinmijnen eventueel gedurende langeren tijd de „tegenwoordige productie op peil kunnen houden, zonder „tot een nieuwen ontginningszetel te behoeven over te „gaan”.

Het is evenwel mogen gelukken, vooral door de ernstige vertoogen van mijn ambtsvoorganger Ir. W. Holleman, thans Hoofd van den Dienst van den Mijnbouw, de Regeering van dit voornemen tot sluiting terug te brengen.

Hij werd daarbij krachtig gesteund door een actie onder de bevolking van alle landaarden in het gewest.

De beteekenis van het bedrijf voor de bevolking van Sumatra's Westkust blijkt wel uit de volgende recente cijfers.

In 1938 bij een productie van 515 000 ton werd te Sawahloento aan loonen uitbetaald bijna f 400 000,— terwijl met den aankoop van voedingsmiddelen, welke met uitzondering van de visch geheel door dit gewest geleverd worden, een uitgaaf van f 100 000,— gemoeid was. De aankap van mijnhout, welke onder

leiding van den houtvester van dit bedrijf geschiedt in ongeveer 26 000 ha boschreserve, daartoe ter beschikking gesteld van dit bedrijf, kostte f 135 000,—, waarbij 200 000 stuks mijnhout werden gekapt met een inhoud van 12 000 m³.

De aankap geschiedt door de bevolking zonder tusschenschakeling van aannemers. Verder worden nog vele benodigdheden, bijv. alang-alang, zand, grint en steenen plaatselijk aangekocht.

Tenslotte werd een bedrag van bijna f 300 000,— uitbetaald aan salarissen, waarvan het grootste deel ter plaatse wordt uitgegeven. Van de totale uitgaven te Sawahloento in 1938, groot f 1 350 000,— komt $\pm$ f 900 000,— of $\frac{2}{3}$ rechtstreeks ten bate van Sumatra's Westkust.

Aan spoorvracht voor het vervoer van ruim 450 000 ton kolen werd betaald een bedrag van f 1 300 000,—.

Naast deze groote belangen voor het gewest kon indertijd ook reeds worden aangetoond, dat het bedrijf door bezuiniging, maar vooral door het toepassen van meer efficiënte methoden, zich zelf kan bedruipen wat betreft de directe exploitatieuitgaven en dat bij meer gunstige kolenprijzen zelfs winstmogelijkheden bestonden.

In bijgaande tabellen vindt men de voornaamste cijfers van het kolenbedrijf voor de jaren 1930 t/m 1938. Ter vergelijking leenen zich het best de jaren 1931 en 1938, aangezien in beide jaren practisch een gelijke hoeveelheid kolen werd geproduceerd, n.l. resp. 482 000 en 492 000 t. netto.

Bedroegen in 1931 de exploitatiekosten te Sawahloento f 3,5 miljoen of f 7,38 per netto ton, in 1938 kostte de productie van een nagenoeg evengroote hoeveelheid kolen nog slechts f 1,35 miljoen of f 2,75 per ton. De exploitatiekosten van de afscheep te Emmahaven daalden van f 160 000,— tot f 120 000,—. Dit beteekende dus een vermindering der uitgaven met rond 2,2 miljoen gulden en een

Statistische gegevens betreffende de Oembilinmijnen over de jaren 1930 t/m 1938.

	1930	1931	1932	1933	1934	1935	1936	1937	1938
I Bruto productie ($\times$ 1000 t)	624	597	374	396	385	376	401	463	517
Eigen verbruik idem	29	25	24	25	25	24	22	27	25
Netto productie idem	595	482	350	371	360	352	379	436	492
II Verzonden per S.S.S. idem	529	438	332	355	333	321	346	401	456
III Afgescheept te Emmahaven	454	393	301	330	303	269	302	350	393
V Aantal werkdagen	310	258	243	259	264	273	290	302	301
Gemidd. bruto prod./dag in t	2013	1967	1546	1532	1459	1380	1382	1534	1715
VI Hoofdelijke productie (in kg) Ondergronds bedrijf	487	500	651	912	885	972	957	912	1085
Geheele bedrijf	317	320	351	483	536	601	612	590	640
VII Aantal ambtenaren ultimo in dienst v/h bedrijf	143	142	132	112	104	78	62	67	71
VIII Gem. boeksterkte der arbeiders (incl. gestraften)	6297	5505	3802	2832	2467	2031	2125	2603	2821
IX Mijnhout in m ³ /1000 t kool	52,4	58,4	45,4	37,5	38,—	37,6	36,8	36,8	32,8
X kWh/ton gewonnen kool	30,—	33,8	40,4	38,8	41,5	44,4	45,7	44,1	40,—

	1930		1931		1932		1933		1934		1935		1936		1937		1938	
	*)	p. ton	*)	p. ton	*)	p. ton	*)	p. ton	*)	p. ton	*)	p. ton	*)	p. ton	*)	p. ton	*)	p. ton
I. Exploitatiekosten te S. Loento	4 334	f 7,29	3 559	f 7,38	2 362	f 6,75	1 817	f 4,98	1 320	f 3,66	1 082	f 3,07	1 042	f 2,75	1 235	f 2,83	1 360	f 2,76
II. Spoorvracht	1 881	„ 3,56	1 341	„ 3,06	851	„ 2,56	733	„ 2,07	689	„ 2,07	660	„ 2,06	753	„ 2,18	871	„ 2,17	1 318	„ 2,89
III. Afscheepkosten te Emmahaven	220	„ 0,49	158	„ 0,40	137	„ 0,45	127	„ 0,39	110	„ 0,36	107	„ 0,40	92	„ 0,30	970	„ 0,28	119	„ 0,30
IV. Totale kosten (f. o. b.)	6 435	„ 11,34	5 058	„ 10,84	3 350	„ 9,76	2 678	„ 7,35	2 119	„ 6,09	1 848	„ 5,53	1 887	„ 5,23	2 203	„ 5,28	2 797	„ 5,95
V. Opbrengst	6 449	„ 11,61	4 779	„ 10,49	2 811	„ 7,85	2 690	„ 7,00	2 194	„ 6,07	1 836	„ 5,40	2 009	„ 5,35	2 748	„ 6,44	3 855	„ 7,99
VI. Bruto overschot (verlies)	6 33		294		380		219		195		163		110		694		1 240	
VII. Netto overschot (verlies)	1 166		2 076		2 048		1 399		1 167		1 102		985		77		563	
VIII. Betaald aan tractementen	678	f 1,14	883	f 1,83	713	f 2,04	547	f 1,47	353	f 0,98	282	f 0,80	239	f 0,63	242	f 0,55	295	f 0,60
Betaald aan loonen	1 351	„ 2,27	942	„ 1,95	566	„ 1,62	419	„ 1,13	349	„ 0,97	304	„ 0,86	287	„ 0,76	351	„ 0,80	390	„ 0,79
IX. Gem. loon per dagtaak:																		
Javanen in cts	59,8		68,4		67		64,1		52,3		50,6		44,4		41,9		42,2	
Maleiers in cts	82,6		79,4		74,8		71,8		71,1		69,3		60,8		61,8		62	
X. Kosten der voeding berekend op basis v/d hoeveelheid in het contract genoemd	1929/30		1930/31		1931/32		1932/33		1933/34		1934/35		1935/36		1936/37		1937/38	
	221		228		164		121		94		89		89		83		100	
																	1938/39	
																	109	

*) × f 1000.

daling van den kostprijs te Sawahloento met f 4,60 of 60%.

Inclusief de spoorvracht, welke in 1931 f 3,06 en in 1938 f 2,89 bedroeg, waren de kosten per ton tot in het schip resp. f 10,84 en f 5,95.

De gemiddelde opbrengst was in die jaren resp. f 10,49 en f 7,99.

In 1936, het jaar van de laagste gemiddelde kolenopbrengst, n.l. f 5,35 per ton, bedroeg de kostprijs f.o.b. f 5,23.

Het eindresultaat in het jaar 1931 was dan ook een bruto verlies van f 300 000,—, hetgeen vermeerderd met ruim 1,7 miljoen aan rente en afschrijving, een totaal verlies gaf van f 2 miljoen.

Het eindresultaat 1938 was een bruto overschot van f 1 240 000,— en na aftrek van bijna f 700 000,— aan rente en afschrijving, een winst van f 550 000,—.

Op welke wijze werden deze groote besparingen bereikt?

1e. Verlaging der salarissen en vermindering van personeel. In 1931 werd f 880 000,— aan tractementen en maandlonen uitbetaald of f 1,83 per ton kolen; in 1938 waren de tractementen teruggelopen tot f 300 000,— of f 0,60 per ton.

Het aantal ambtenaren was in die jaren teruggelopen van 142 tot 71.

2e. Verlaging van loonen en vermindering van het aantal arbeiders doch verhooging van rendement.

In 1931 bedroegen de loonen f 940 000,—, dat is f 1,95 per ton; in 1938 waren deze kosten f 390 000,— of f 0,79 per ton.

Daarbij daalde het gemiddelde loon van den Javanen van 68 op 42 ct/dagtaak ¹⁾ en van den Maleier van 79 op 62 ct/dagtaak. Het aantal

1) Boven dit loon wordt door den Javanen vrije voeding genoten voor het geheele gezin.

arbeiders verminderde in die jaren van gemiddeld 5500 in 1931 tot 2800 in 1938.

Daarbij produceerde de ondergrondse arbeider in 1931 slechts 500 kg kool per dag tegen 1085 kg in 1937.

Deze hoofdelijke productie is in de laatste maanden van 1938 opgevoerd tot rond 1250 kg, welk effect ook over de afgelopen maanden van dit jaar is gehandhaafd.

Deze aanmerkelijke verhooging van het rendement is verkregen door verbetering der organisatie en doorvoering der mechanisatie, vooral door gebruik van afbouwhamers en het invoeren van de transportbanden voor het gecentraliseerde transport in den afbouw.

3e. Verlaging der materiaal prijzen en betere toepassing van materialen.

Als voorbeeld moge dienen, dat de prijs, waarvoor de rijst contractueel aan dit bedrijf geleverd wordt, in het tijdvak 1 Juli 1930 — 30 Juni 1931 17 ct per kg bedroeg. Deze prijs daalde tot 6,3 ct/kg voor dit tijdvak 1936/37. Thans is de rijstprijzen gestegen en bedraagt voor 1938/39 9 ct/kg. Ook de andere voedingsmiddelen zijn aanmerkelijk gedaald. Op basis van de hoeveelheden, die in het aanbestedingscontract voorkamen, bedroeg het totaal bedrag der voeding voor het tijdvak 1 Juli 1930 — 30 Juni 1931 f 228 000,— en voor gelijk tijdvak 1936/1937 f 83 000,— een daling met ruim 60%. Voor de periode 1938/1939 is dit bedrag weer gestegen tot f 109 000,—. Het houtverbruik daalde van 58 m³ per 1000 ton gewonnen kool in 1931 tot 33 m³/1000 t in 1938.

Dit resultaat is behaald, zonder daarbij ook maar in enigermate de veiligheid in de mijn in gevaar te brengen, uitsluitend door een nauwkeuriger beheer der voorraden en een betere benutting der beschikbare sortimenten voor de diverse doeleinden, bijv.

geen stempels van 3 m aanvoeren voor het betimmeren van een galerij van 2 m hoogte en daarbij dus bijna 1 m hout verloren doen gaan.

Bovenstaande resultaten zouden niet te bereiken zijn, zonder een volledige samenwerking van het geheele personeel van hoog tot laag. Nog steeds wordt op den ingeslagen weg voortgegaan, teneinde het rendement nog hooger op te voeren, hoewel dreiging der sluiting van het bedrijf nu gelukkig wel verdwenen is.

Thans nog een enkele mededeeling over de afzet van de kolen.

Onze grootste afnemer is de S.S. op Java, welke dit jaar ruim de helft van de productie zal afnemen,

Kwaliteit der Oembilinkolen.

Wat de kwaliteit betreft van de kolen is er een bijzonderheid, die ook eigen is aan andere Indische kolen, n.l. het hooge gasgehalte: voor Oembilinkolen bedraagt dit 35 — 40%. Dit vraagt eenige oplettendheid bij het stoken. Men dient n.l. het roosteroppervlak te verkleinen en de kolen met kleine hoeveelheden in het vuur te brengen. Er is dan steeds voldoende lucht boven het rooster om de ontwikkelde gassen ter plaatse te verbranden. Brengt men evenwel een groote hoeveelheid kool op het vuur, dan is er tijdens de gasontwikkeling een tekort aan verbran-

n.l. 270 000 ton (waarvan 45 000 ton in den vorm van briketten, waartoe de fijnkool in Priok wordt gebriketteerd). Ook de S.S.S. ter Westkust is een groote afnemer, n.l. van $\pm 30\,000$ ton/jaar. Verdere Gouvernementsdiensten zooals Marine, Waterstaat enz. nemen een 25 000 ton/jaar af.

Van de particuliere afnemers is de K.P.M. de voornaamste met n.l. 50 à 60 duizend ton/jaar; daarnaast komt de Cement Mij. met een afname van thans ruim 50 000 ton. De verschillende groote stoomvaartmaatschappijen, zooals de Mij. Nederland, de Rotterdamsche Lloyd en J.C.J.L. nemen 40 duizend ton af. Ten slotte nog een afhaal van diverse vreemde schepen, o.a. in 1938 een 8-tal Grieksche schepen.

dingslucht, de gassen ontwijken gedeeltelijk onverbrand, of branden in den schoorsteen na. Dit betekent een verlies aan warmte, terwijl er ook nog andere nadeelen aan zijn verbonden.

Hoewel de kolen een hoog gasgehalte hebben, zijn zij daarom nog niet geschikt voor de gasfabricage, want ondanks vele proeven is het niet mogen gelukken een eenigermate vaste cokes te verkrijgen. Daardoor is het gebruik in de gewone gas- of cokesovens niet mogelijk.

ECONOMISCHE MEDEDEELINGEN.

Productie-cijfers van Aardolie in kgtonnen.

	1939		1938	
	Aug.	t/m Aug.	Aug.	t/m Aug.
Java en Ma-				
doera	71 577,9	552 763,7	70 386,6	658 311,5
Noord-Suma-				
tra	82 972,8	651 510,5	66 479,9	585 315,5
Palembang . .	271 365,4	2 059 224,7	237 505,2	1 806 840,—
Djambi	100 164,3	796 761,5	85 453,5	738 547,5
Oost-Borneo..	83 350,7	660 174,2	69 665,8	646 090,4
Tarakan	58 989,4 ¹⁾	501 494,5	60 628,—	483 431,9
Ceram	9 000,—	73 150,—	7 358,5	55 825,1
Nederlandsch-				
Indië	677 420,5	5 295 079,1	597 477,5	4 874 351,9

¹⁾ geschat

Productie-cijfers van Steenkolen in kgtonnen.

	1939		1938	
	Aug.	t/m Aug.	Aug.	t/m Aug.
Gouvernements-				
bedrijven . . .	95 437	752 071	79 420	645 991
Steenkolen Mij.				
„Parapattan”	22 000	191 210	23 400	189 700
Oost-Borneo				
Maatschappij	11 531	93 691	11 453	82 310
Loa-Boekit				
kolenmijnen.	3 816	33 452	2 805	19 558
Loa-Teboe				
kolenmijnen.	1 681	14 448	1 892	7 564
Toeajan	1 632	6 522	687	3 031

Mijnbouw Maatschappij Moeara Sipongi.

Het maandrapport over Augustus werd nog niet ontvangen.

Mijnbouw Maatschappij Redjang Lebong.

Gedurende de maand Augustus 1939 werden:
 8 800 metr. tons erts vernalen } 3,78 g goud per ton.
 } van gemiddeld } 20,9 g zilver „ „
 2 970 „ „ sands en
 5 910 „ „ slimes behandeld.

Geëxtraheerd werden ca. 29 233 g goud en ca. 161 068 g zilver ter gezamenlijke waarde van $\pm f\,61\,000,—$.

De bedrijfskosten over Augustus bedroegen $\pm f\,54\,000,—$.

Mijnbouw Maatschappij Simau.

Gedurende de maand Augustus 1939 werden:
 7 623 tons erts vernalen } 8,2 dwts goud per ton.
 } van gemiddeld } 110,— dwts zilver „ „
 3 000 „ sands,
 4 426 „ slimes en
 272 „ concentraten behandeld.

Geëxtraheerd werden ca. 3 060 ozs. goud en ca. 39 245 ozs. zilver ter gezamenlijke waarde van $\pm f\,218\,000,—$.

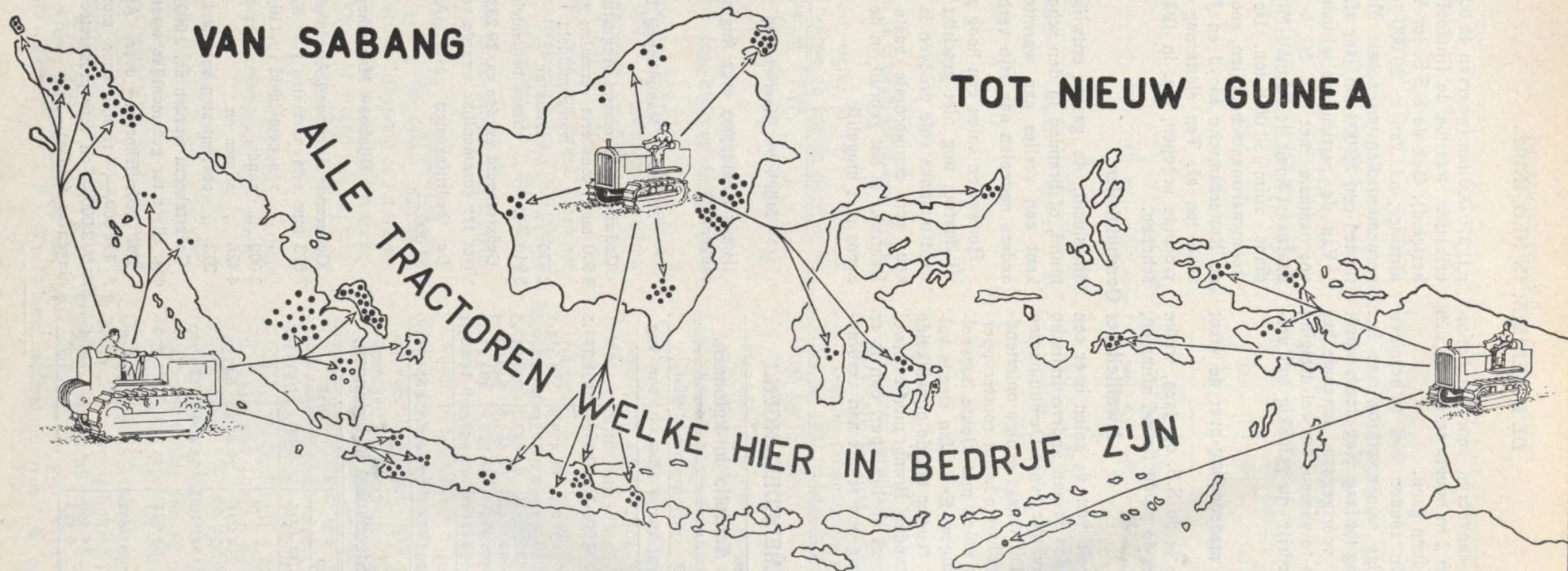
De bedrijfskosten over Augustus bedroegen $\pm f\,112\,000,—$, terwijl voor montage werd uitgegeven $\pm f\,2\,000,—$ en voor prospecteren der nieuwe vergunningen $\pm f\,1\,000,—$.

N.V. GEVEKE & Co's TECHNISCH BUREAU

BANDOENG
EIGEN KANTOOR

SOERABAJA
PALMENLAAN 36

MEDAN
VOOR N. SUMATRA: AGENTSCHAP
DU CROO & BRAUNS



ZIJN „CATERPILLAR” TRACTOREN

IN NED: INDIE ZIJN REEDS MEER DAN 250 CATERPILLARS IN GEREGLD BEDRUF VOOR:
GROOTGRONDVERZET, LANDBOUWDOELEINDEN, BOSCHBEDRUF, TRANSPORT, MIJNBOW, OLIEWINNING, ETC: ETC:

IN NEDERLANDSCH-INDIË

VI. TECHNISCHE HYGIËNE EN ASSAINEERING.

INHOUD: Uitwendige dynamische bedreigingen voor drinkwaterleidingen, door ir. S. Snuijf.

Uitwendige dynamische bedreigingen voor drinkwaterleidingen

door

ir. S. SNUIJF,

Civiel-ingenieur, Architect.

Inleiding.

Van het volgende verwachtte men vooral niet een diepgaande wetenschappelijke beschouwing. Het heeft geen verdere pretentie dan te zijn een geschreven causerie over voorvallen en verschijnselen uit anderer en eigen practijk.

Het adjectief „dynamische” sluit reeds bij voorbaat uit mededeelingen omtrent gevaren van chemischen of biologischen aard.

De toevoeging „uitwendige” stelt in het licht, dat ook waterslag en dergelijke verschijnselen buiten beschouwing blijven, evenals invloeden van electrischen oorsprong.

Wat er aldus overblijft biedt nochtans een uitgebreid programma en het is moeilijk te ontkomen aan den drang om te trachten de gevaren in te deelen naar den aard van hun oorsprong. Een poging zij daartoe gewaagd. Men moet bedacht zijn op verstoring tengevolge van:

- a) Verkeer te land en te water. Het vredes-luchtverkeer kan in zeer uitzonderlijke omstandigheden ook reeds gevaar opleveren;
- b) Weer en wind, het klimaat;
- c) Bandjirs;
- d) Werkingen van den grond;
- e) Aardbevingen;
- f) Oorlog en zijn bedreiging uit de lucht.

Bij de verschillende bestaande werken heeft men deze bedreigingen ten deele reeds bij den bouw onderkend, van sommige de beteekenis onderschat, weer andere heel niet kunnen vermoeden. Veelal zijn de gevaren ontstaan door sedert de ingebruikneming der werken geheel gewijzigde omstandigheden.

De verkeersbedreigingen.

Deze, vooral die veroorzaakt door het *rijverkeer*, zijn veelal het gevolg van de veranderingen in het wegenplan. Busleidingen, die vroeger met zorg gelegd waren langs den kant van den weg, dikwijls zelfs in de bermen, bevinden zich nu midden onder het inmiddels ten behoeve der verkeerseischen verbreedde wegdek, waaraan — zeer zeker in deze

landen — vaak moest worden voldaan met bescheiden geldmiddelen en in groote haast. Voor zoover de buizen indertijd voor deze onvoorziene omstandigheden onvoldoende diep waren gelegd, ondervindt men thans het bezwaar van het stukrijden van afsluiters, brandkranen en andere armaturen. De kansen op beschadiging zijn toegenomen met de wielbelasting en de snelheid der voertuigen. Niet alleen breuk wordt er door veroorzaakt, doch ook ander ongemak er door ondervonden: het kruien der straatpotten, vooral hinderlijk bij brandkranen, omdat het opzetten der standpijpen er vaak door wordt belemmerd; het inzakken der straatpotten, dikwerf doordat de houten onderlegplaten zijn vergaan, en het daarna verdwijnen onder het uitgewalste asfalt; het vaak noodzakelijke spuien door die brandkranen zet heele weggedeelten onder water. Dergelijke bezwaren doen zich het meest gelden op kruispunten, waar zelden minder dan twee, vaker daarentegen vier afsluiters bijeen zijn ingebouwd.

Voor een goed deel kan men die bezwaren met weinig kostbare maatregelen ondervangen, zeer zeker voor zoover betreft de brandkranen. Deze zijn in den regel gemonteerd op T- of A-stukken, hetgeen veroorlooft de kranen naar den wegwijk te verplaatsen en ze met een spruitleiding op de hoofdbuis aan te sluiten. De laatste kan dan geheel blijven liggen, zij het ook, dat men de genoemde hulpstukken een kwartslag zal moeten draaien als de hydrant boven op de leiding was geplaatst.

Afsluiters eischen meer moeite. Die kan men alleen buiten de verkeersstrook brengen door ze te plaatsen in een lus, een oplossing, die ook het bezwaar heeft van de vergroting van den leidingweerstand.

Bij den aanleg van nieuwe leidingen zal men met dit alles nog niet eens altijd rekening kunnen houden. Men denke aan de betrekkelijk nauwe winkelstraten met hare gesloten bebouwing, waar de trottoirs niet steeds voor het onderbrengen van nieuwe leidingen aanlokkelijk zijn wegens de talloze loozingen naar de riolen. Maar ook in de woonwijken zijn de afstanden tusschen de perceelgrenzen vaak nog niet overdeven met het oog op de eischen van het

moderne verkeer. In die gevallen kan soms uitkomst brengen het opleggen van duldplicht voor het leggen der hoofdleidingen in de voorerven. Palembang is daarin voorgegaan.

Maar hoe ook, de brandkranen zal men wel steeds naar den wegkant, tot bij de huizen kunnen brengen, zoodat in geval van brand de slangen niet meer steeds over het rijvlak behoeven te worden uitgelegd, waardoor de kans op en de duur van verkeersbelemmeringen in belangrijke mate worden beperkt.

Ook in andere opzichten zijn onze oudere waterleidingen en het moderne wegverkeer vaak wederzijdsche bronnen van gevaar. De gedachten gaan hierbij naar de volumineuse, hoog opgebouwde afsluiterkelders in aanvoerleidingen, waarvan de buis van Kasri naar Soerabaja, gelegen in den druksten verkeersweg van Oost-Java, een treffend voorbeeld gaf. Het verlangen, om kosten voor kunstwerken zooveel mogelijk te beperken, was oorzaak van het kruisen van waterloopen met gebruikmaken van bestaande bruggen, waarbij de buis zoo dicht mogelijk bij de leuningen werd gebracht. Die noodzaak of zucht tot zuinig zijn was indertijd reeds aanleiding de brugbreedte belangrijk geringer te maken dan het doorgaande wegprofiel. Ook hier een botsing tusschen het transport op den weg en dat in de buis, aan welk bezwaar slechts met opoffering van veel geld voor brugverbreding en buisomlegging kon worden tegemoetgekomen.

Bedreiging door het verkeer te water komt h.t.l. minder vaak voor, maar waar die kans bestaat, zijn de consequenties van groote beteekenis. De blootgestelde objecten zijn dan de zinkers, die op Java weinig toepassing vonden, o.a. als gevolg van het ontbreken van scheepvaart, waardoor ook geen behoefte bestaat aan beweegbare bruggen. In de buitengewesten treft men zulke kunstwerken meer aan, en juist op den bodem van breede rivieren, die door zeeschepen worden bevaren. Genoemd zij Palembang en in de naaste toekomst Bandjermasin en Pontianak. Wenscht men t.z.t. ook water te brengen in de stadsdeelen van Djambi en Samarinda, die nu nog door de rivier van aansluiting op de bestaande waterleidingwerken zijn afgesloten, dan zal men ook daar zinkers moeten leggen.

Het gevaar van het beschadigen van deze objecten door de scheepvaart ontstaat bij het passeeren door vaartuigen met slepend anker. In het opstel onder het hoofd: „Het waarborgen van den aanvoer van water in voldoende hoeveelheid en onder bekwamen druk in plaatsen met zeer slechten bouwgrond”, voorkomend in het September-nummer van dit tijdschrift, werd reeds een voorbeeld genoemd, waaruit kon blijken, dat het hier geschetste gevaar allerm minst denkbeeldig is. Palembang heeft dat ervaren.

Het beste *technische* middel om zich tegen die bedreiging te wapenen is het leggen van de buis in een zoodanig diepe, te voren uit te baggeren sleuf waarin — na het wederom met grond gevuld te zijn door de stroom zelve — ook bij de periodieke uitschuringen, die nagenoeg steeds in benedenrivieren

zijn te verwachten, voldoende dekking overblijft. Maar dit middel is kostbaar voor de hier besproken gevallen met rivierbreedten, die de 400 m verre teboven gaan bij diepten van de orde van 20 tot 30 m. Zoo kostbaar, dat de aldus te betalen premie tot dekking van dat risico te hoog wordt en men zich moet behelpen met middelen, die zooal niet afdoende zijn, nochtans de gevolgen van of de kansen op beschadiging in meerdere of mindere mate beperken. Maar ook die maatregelen vorderen veelal zoodanige geldelijke opofferingen, dat men er van af moet zien, dan wel de verzorging met goed water van de betrokken wijk geheel moet prijsgeven.

Terloops zij opgemerkt, dat de kosten van het baggeren van sleuven in de omstandigheden geldend voor de hier te lande daarvoor in aanmerking komende plaatsen, in hooge mate beheerscht worden door het ontbreken van daarvoor geschikte werktuigen ter plaatse. Deze moeten van overzee worden aangevoerd.

Maar ook de uitvoering zelf is kostbaar. De sleuf moet van groote breedte zijn, omdat bij het leggen van zinkers van het hier in aanmerking komend type, behoudens bij de landingspunten, het bereiken van een tevoren aangenomen positie niet kan worden gegarandeerd. Op afwijkingen van 10 meter en meer moet men zijn voorbereid, meestal in beide richtingen, wegens de wisselende stroomrichting op de benedenrivieren. Toepassen van het starre type met kogelscharnieren — een zeer interessant voorbeeld hiervan geeft de zinker in 1925 gelegd in de Nieuwe Maas te Rotterdam (zie nummer 12 van 4 Juni 1926 van het tijdschrift *Water en Gas*) — komt hier wegens de verhouding van buisdiameters tot de rivierdiepten niet in aanmerking; de leden zouden daartoe te slap worden. Men is hier er op aangewezen den zinker in zijn geheel te voren gereed te maken, dezen drijvende aan te voeren en te laten zakken, waarbij men alleen de uiteinden in de hand heeft. Het samenstel zelf is zoo slap, dat het in aard overeenkomt met een stuggen kabel en men overwege, dat het verschil in lengte tusschen een theoretisch rechte verbindingsslijn van twee punten, die bijvoorbeeld 400 m uiteenliggen en een boog met een pijl van 10 m slechts 0,70 m belooft, een waarde die daalt tot 0,45 m bij een breedte van de rivier van 600 m¹⁾.

Ook het risico, dat een sleuf als hier aangegeven, tijdens de uitvoering niet in stand zal blijven en dichtslibben, valt niet te onderschatten.

Daarom moet men er op vertrouwen, dat de buis door eigen gewicht en onder werking van den stroom vanzelf zich inwoelt, een gedragslijn ook door de olie-maatschappijen aangenomen, waarbij men gelegenheid moet geven tot zetting. Het aansluiten van den zinker aan de leidingen op het land stelle men dus zoo lang mogelijk uit en het verdient aanbeveling die koppeling bijvoorbeeld met een expansie-bocht tot stand te brengen. In Palembang werd daarvoor een flexibele metalen buis gekozen.

1) Schrijver van dit artikel heeft wellicht gelegenheid binnenkort in dit tijdschrift een en ander over het leggen van zinkers mede te deelen.

De gevolgen van zinkerbeschadiging kunnen technisch nog worden beperkt indien aan de „ontvangende” oeverzijde het water eerst wordt gevoerd in een hoogreservoir en vandaar naar het distributienet. Het belang zoeke men niet in de opschuring van water, die aldus kan worden verkregen, want de inhoud van een dergelijk reservoir is van volkomen ondergeschikte beteekenis in verhouding tot de waterbehoefte tijdens de periode van herstel van den zinker, zelfs indien daarvoor het vereischte materiaal en de vereischte hulpmiddelen ter plaatse beschikbaar zijn. Ten overvloede zij opgemerkt, dat onderwerpelijk beschouwd wordt het geval, waarin met één buis zou worden volstaan.

Het voordeel van het tusschenschakelen — indien mogelijk — van een hoogreservoir is voornamelijk gelegen in de omstandigheid, dat de rivierkruising dan toereikend is, indien deze is berekend op gelijkmatigen aanvoer gedurende het geheele etmaal, terwijl zonder den verzamelbak de capaciteit gericht moet zijn op de spits-afname. De besparing die aldus op de rivierleiding kan worden verkregen is in den regel zeer belangrijk en kan de kosten van het hoogreservoir voor een goed deel dekken, bij bepaalde verhoudingen zooals h.t.l. gelden wel nabijkomen of zelfs overtreffen. In ieder geval zal men er *eer toe overgaan* den zinker in *duplo* uit te voeren; de kosten van vernieuwing worden eveneens belangrijk minder; het afschrijvingspercentage voor een zinker is een veelvoud van dat voor een hoogreservoir.

Een voorbeeld moge dit toelichten. Voor het stadscentrum van Pontianak werd het hoogste te verwachten etmaalverbruik voorloopig vastgesteld op 700 m³ met een maximale tijdelijke afname van 20 l/sec. De aanvoer op één punt van de overzijde der rivier af, waar het zuiveringstablisement is geprojecteerd, zou bij het toelaatbare drukverlies een zinker vorderen van 200 mm diameter.

Besloten werd, ter beperking van het risico, tot het leggen van 2 buizen van 150 mm, die bij gelijk drukverlies veroorloven 12 en 14 l/sec te transporteren. Zou het echter mogelijk zijn geweest een watertoren van voldoende capaciteit in de stad op te richten en de voedingscapaciteit te beperken tot de gemiddelde behoefte bij hoogste etmaalverbruik, t.w. 8 l/sec dan zou volstaan kunnen worden met een enkele buis van 125 mm of twee pijpen van 100 mm, die te zamen 9 l/sec capaciteit zouden hebben gehad, bij een gelijk totaal drukverlies als ten grondslag is genomen ²⁾.

De techniek staat gelukkig niet stil en bij zulke kleine afmetingen komt thans ernstig in overweging uitvoering van zulke rivierkruisingen in *rubber*. Slangen, die zonder metalen wapening hoge drukken kunnen weerstaan, worden door tal van fabrieken geleverd, bij inwendige diameters van 2" reeds in lengten van 50 en van 1,5" zelfs reeds van 100 m. Niet alleen is de groote vermindering van het aantal lasschen van onschatbare beteekenis, maar niet minder het feit, dat de met lucht gevulde slang in water

„self-supporting” is, waardoor het leggen van een zinker aanzienlijk eenvoudiger wordt, hetgeen een niet te onderschatten besparing met zich brengt. De uitgaven voor het leggen van metalen zinkers vormen een belangrijk deel der totaalkosten. Over den levensduur van zulke leidingen behoeft men zich niet te verontrusten. Rubber houdt het in het duister in vochtige omgeving jaren en jaren uit.

Zoowel wegens de mindere kosten als met het oog op de kans spoediger aan rubberslangen dan aan metalen buizen en al wat daarbij noodig is te worden geholpen, daarbij in aanmerking genomen, dat de tijd van uitvoering aanzienlijk zal worden bekort, komt dit nieuwe denkbeeld bepaald aanlokkelijk voor. Stelt men dergelijke zinkers samen als „slangenbundels” dan kunnen de lasschen verspringen, waardoor kans op averij tijdens het leggen belangrijk wordt gereduceerd en behoeft een lek in een der aders nog niet te leiden tot het prijs geven van het geheele object. Het localiseeren van een dergelijke fout kan met behulp van watermeters van klein kaliber op eenvoudige wijze geschieden ³⁾.

Ook al zet men niet alles op één kaart en legt men steeds een tweetal buizen, *administratieve* voorzorgsmaatregelen mag men niet achterwege laten. Die bestaan in het leggen op de naaste omgeving van het te beschermen leidingstelsel van een ankerverbod, dat zoodanig moet zijn geredigeerd, dat het schip, voor anker liggende, al zwaaiende ook niet met eenig deel boven de verboden zone kan komen te liggen. Men bedenke, dat een schip steeds tegen den stroom in ten anker gaat en dat in de belanghebbende plaatsen h.t.l. de stroom dagelijks van richting verandert. Het anker moet dus tot rust zijn gekomen op een afstand van den grens der verboden strook gelijk aan de lengte van de gespannen ankerketting vermeerderd met de lengte van het schip. De waterleiding-directie moet worden verplicht de landingsplaatsen der zinkers duidelijk kenbaar te maken, des daags met groote borden, des nachts met heldere lantaarns.

Afdoende kunnen dergelijke maatregelen nimmer zijn. Het behoeft niet steeds aan onachtzaamheid te worden geweten als het anker binnen de verboden ruimte terecht komt. Door aanvaring, door uitwoelen van den bodem door de rivier zelve, kan het gaan krabben. Het grootste gevaar wordt veroorzaakt door de groote moeite, die de bestuurder van een diep geladen zeeschip vaak heeft om het vaartuig in de hand te houden. Dit doet zich in het bijzonder gelden bij het afvaren, omdat het schip dan in vele gevallen dwars op den stroom komt te liggen, zeer zeker, wanneer het tevens moet omdraaien. De voor groote zeeschepen bereikbare, aan de samenvloeiing van Moesi en Ogan bovenstrooms van Palembang gelegen kolenhaven Kertapati geeft dat

2) Het besluit om de rivier op twee plaatsen te kruisen heeft bovendien geleid tot een aanzienlijke verkleining der langs de beide oevers geprojecteerde leidingen.

3) Het hier ontwikkelde denkbeeld worde Palembang ter ernstige overweging aanbevolen. De zinker ligt daar reeds een negental jaren en de behoefte aan water stijgt op den rechteroever regelmatig. Na het voltooien van de Ogan-brug kan ook de aansluiting van de wijk Kertapati niet meer achterwege blijven. De methode biedt ook Djambi en Samarinda gelegenheid de overgelegen oevers op het stadsnet aan te sluiten.

verloop van zaken dagelijks te zien en men is blij, als het schip wederom naar zijn roer luistert als men de plaats heeft bereikt, waar licht-, telefoon- en telegraafkabels alsmede de zinker voor de waterleiding in het rivierbed zijn neergelaten.

Dat watervangen, pompsteigers, pontons, e.d., blootgesteld zijn aan het gevaar van aanvaren, evenals langs bruggen gemonteerde leidingen, of dezulke, die onder het brugdek uitsteken, zij slechts terloops aangeteekend. De middelen tot beveiliging liggen voor de hand, zijn van eenvoudigen aard en blijven daarom t.d.p. onbesproken.

Voor zoover kan worden overzien beperkt de mogelijkheid van schade door het *luchtverkeer* zich voorloopig voornamelijk tot de kansen van het boten tegen hoge watertorens, in het bijzonder wanneer mist noodzaakt tot laag vliegen. De gedachten gaan hierbij o.a. naar het hoogreservoir van Palembang, waarvan de toppen der vlaggemasten tot 40 m hoogte reiken, waar mist niet bepaald zeldzaam is — het tegendeel is waar — en dat gelegen is in den koers van het traject naar Java, gelukkig op grooten afstand van het vliegveld. Ook de meer dan 35 m hoge toren van Tegal zij hier vermeld. Die ligt dicht bij het landingsterrein. De frequentie van aanvliegen van deze plaats is echter zeer beperkt en normaal wordt buiten de kust gekoerst.

Het spreekt vanzelf, dat om de vliegvelden heen zones zullen worden in het leven geroepen, waarbinnen geen hoge objecten als watertorens mogen worden opgericht en ook, dat de aanwezigheid van een dergelijk kostbaar kunstwerk een beletsel zal zijn om in de naaste omgeving de keuze te vestigen voor aanleg van een vlieghaven. Maar de conclusie moet van wijder strekking zijn. Vliegvelden en vitale onderdeelen van bedrijven en voorzieningen van zoo groote beteekenis voor de gemeenschap als drinkwaterleidingen moeten zoover mogelijk uit elkanders buurt blijven, ook al ontbreken daarbij hoge bouwwerken, als watertorens, masten, hoogspanningsleidingen (bijvoorbeeld voor stroomlevering voor pompwerktuigen). De kans op ongevallen toch is het grootste bij het verlaten en het bereiken der vliegvelden en ernstige lessen kan men trekken uit de jongste rampen nabij Schiphol en dat met de *Specht* nabij Palembang. Niet minder het betrekkelijk goed afgelopen laatste ongeval van een militair vliegtuig in de onmiddellijke nabijheid van het vliegveld Darmo, grenzende aan den voet der heuvels, waarop de hoogreservoirs der Soerabajasche drinkwaterleiding zijn gebouwd.

Weer en wind, het klimaat.

De bij drinkwatervoorzieningen aan weer en wind blootgestelde kunstwerken zijn in den regel voldoende resistent en worden normaal in voldoende staat van onderhoud gehouden om gevrijwaard te blijven van schadelijke werkingen. Het zijn vooral de fijnere organen, waarvoor men op hinder tengevolge van deze beide oorzaken moet letten. Bijvoorbeeld bovengrondsche electrische geleidingen ten behoeve van afstands-registreerapparaten, waarbij wind en onweer

ons parten kunnen spelen. Indien voldoende geld beschikbaar is, passe men daarvoor dan ook grondkabels toe. De kwestie is allermint van ondergeschikt belang. De pompstations van Benkoelen en Palembang zijn respectievelijk 8 en 4,5 km van de hoogreservoirs verwijderd. Van de telefoonlijn hangt daar dus veel af.

Toch zij aangeteekend, dat wind ook voor het leidingcomplex zelf een factor kan zijn, die met het oog op breukgevaar in het oog is te houden. Daarbij wordt niet gedacht aan de werking van zulke krachten op watertorens en dergelijke bouwsels, waarbij de druk op den grond wel wordt beïnvloed, doch practisch nimmer in die mate, dat daaruit gevaar kan ontstaan. Maar wel aan buizen, die men ter vermindering van kostbare kunstwerken als „vrijleiding” over ravijnen voert, een oplossing, die juist aan de orde komt voor hoofdaanvoerende leidingen op meer afgelegen plaatsen. Zoo treft men bijvoorbeeld in een tweetal nevenaandoeringen der Medansche waterleidingwerken kaliovergangen aan, uitgevoerd als vrijdragende „buis-bogen” van spanwijdten van respectievelijk 25 en 40 m, waarbij de zijdelingsche wind wel een factor van beteekenis is voor de stabiliteit, evengoed als dit het geval is met het oog op zijdelingsche stijfheid bij aan kabels opgehangen leidingen, een methode, die vaak als noodvoorziening wordt toegepast. O.a. lag dat in het voornemen voor de aanvoerende leidingen naar Poerwokerto en Banjoemas, toen tijdens de uitvoering van dat werk een permanente brug ontbrak over de beruchte Kali Peloes. Die was kort te voren door een bandjir weggeslagen. Omtrent de evengenoemde buisbogen in het Delische vindt men eenige gegevens in *De Ingenieur*, 1935, aflevering 12, blz. B 43.

Het klimaat stelt ons in deze landen al evenmin voor zware opgaven. Maatregelen tegen bevrozing — een der fataalste bedreigingen in gematigde luchtstreken — zijn hier overbodig.

Met de hoge temperaturen moeten wij wel rekening houden.

Nochtans veroorzaken die geen gevaar, zijn slechts onaangenaam.

In den regel zijn de leidingen diep genoeg ingegraven om het water voldoende frisch te houden bij de plaatselijke stroomsnelheid. Bij vele der jongere werken, waarbij men er nog niet in geslaagd is zoo veel water aan den man te brengen, als waarop bij de dimensionering van het stadsnet werd gerekend, wordt het euvel van te groote verwarming wel ondervonden. O.a. in het noordelijk deel van Tegal. Men kan daaraan tegemoet komen door krachtig te spuien, een maatregel, die evenwel bepaald kostbaar wordt voor bedrijven, die gezuiverd of opgepompt water distribueeren. Hierin ligt een aanwijzing, dat men verstandig doet het buizenet eer aan den krappen kant te houden. Onvoldoende capaciteit kan men later gemakkelijk verbeteren door buisverzwaring of -verdubbeling op de betrokken plaatsen, dan wel door inschakelen van krachtiger pompwerktuigen, bijplaatsen van aanjagers, waar de druk van het hoogreservoir onvoldoende zou blijken, a.a.

Het klimaat werkt echter ook onaangename neven-verschijnselen van botanischen en entomologischen aard in de hand. Het in enkele weken volkomen opvullen van straatpotten — speciaal bij kleine lekages — boven afsluiters, brandkranen, e.d. — met sponsachtige conglomeraten van plantenwortels is een bekend ongerief, vooral hinderlijk in geval van brand. Het dringen van plantenwortels door nauwe scheurtjes van betonafdekkingen van reservoirs en brongebouwen, in leidingen van beton of metselwerk is geenszins zeldzaam. O.a. **Makassar** heeft dat indertijd ondervonden. De witte mier laat zich niet onbetuigd. In het stadhuis te **Palembang** werd enkele jaren geleden de isolatie van het gummiaderdraad der geheele elektrische binnenleiding — die gelegd was in stalen buizen — volledig opgegeten. Onder die leidingen was ook die voor den afstands-niveau-melder van het hoogreservoir.

Op **Bangka** ondergingen hoopspanningskabels hetzelfde lot. Het veroorzaken van kortsluiting door kleine slangetjes, die kans zagen in transformatorruimten te komen, kennen wij. De automatische schakelaars beveiligen ons normaliter tegen bepaalde schade, maar aan de tijdelijke bedrijfsstoring is niet te ontkomen.

Bandjirs.

Hoewel deze eigenlijk ook klimaatsverschijnselen zijn, verdienen zij door hun bijzonderen aard toch een afzonderlijke bespreking.

Hun uitwoelende kracht verandert den aard van het water in zooverre, dat de hoeveelheid meegevoerde zwevende stof relatief in belangrijke mate kan stijgen. Voor waterzuivering is dat in het algemeen niet van belang, indien althans ruim bemeten voorbezink- en coagulatie-bassins voorhanden zijn. Het wordt hinderlijk, daar waar men vertrouwd had op het steeds beschikbaar zijn van helder bovenrivierwater. Voor **Pangkalpinang** heeft men indertijd een teleurstelling in dat opzicht ondervonden. De waterleiding wordt daar gevoed door een bergbeekje met den watervang op een punt, waarvan niet bekend was, dat bij bandjir slib in beduidende hoeveelheid zou worden meegevoerd. Er was dan ook niet gerekend op voorbezinking; het water wordt direct gevoerd door een marmerfilter en van daar op de langzaam-zandfilters, waarvan vooral de laatste gevoelig zijn voor een dergelijke verontreiniging. De plaatselijke omstandigheden veroorloofden gelukkig een weinig kostbare oplossing. Direct bovenstrooms van de stuw, die ten behoeve van den watervang is gebouwd, vertoont het dal een redelijke verbredening, waardoor een kunstmatige wadoek is ontstaan, die afzetting van zwevende bestanddeelen in de hand werkt. Een deel dezer wadoek is nu door een strekdam — die dus nimmer waterdruk heeft te keeren — buiten den stroom gehouden en binnen die ruimte wordt het water door middel van een drijvenden aftap met breeden inloop afgeroomd. Ofschoon het water in dezen vijver met het bandjirpeil op en neer gaat, is de stroomsnelheid niet grooter dan overeenkomt met de aftapping naar de filters, die ten hoogste 15 l/sec belooft. Bij een bakbreedte van 10 m en een diepte

van 2 m is dan de lineaire snelheid van het water bij het inloopen in deze kom niet meer dan 0,75 mm/sec.

De afstand van inlaat tot afvoer wordt doorlopen in rond vier uur, zoodat bij een bezinksnelheid van 1,5 m in 24 uur nabij den afvoer de bovenlaag van ± 25 cm dikte vrij is van zwevende deeltjes. Op ten hoogste die diepte onder den waterspiegel moet dus het afroomen plaats vinden. Een gelukkige bijkomstige omstandigheid is, dat in bovenrivieren de bandjirs in het algemeen kort van duur zijn, zoodat men op de genoemde plaats het bedrijf tijdens den heftigsten afvoer zooveel mogelijk knijpt. Daarbij geven de marmerfilters nog een beveiliging voor de zandfilters.

In die ontzuringsbakken heeft het water een stijgsnelheid van niet meer dan 1 m per uur en kan dus nog eventueel meegevoerd slib tot bezinking komen en na het zakken van den bandjir worden uitgespoeld en afgespuid.

Terloops zij opgemerkt, dat de watervorzorging ook oplettendheid vraagt ten aanzien van de doseering van chemicaliën, omdat het percentage organische, opgeloste stof ook door bandjirs kan worden beïnvloed. Dat kan zijn zoowel in positieven als in negatieven zin. In laaglanden zooals te **Pontianak** zal dat organisch getal tijdens bandjirs vermoedelijk dalen, in bovenstreken met dichte bebossching waarschijnlijk in den regel stijgen. Evenwel is dat een factor, waarvan de wisseling rustig kan worden gevolgd en er ontstaat niet het minste gevaar als de „bijregeling” eenige uren of zelfs een dag later tot stand komt. Slib op een biologisch langzaamfilter zou dit evenwel in heel korten tijd onbruikbaar kunnen maken.

Niet altijd zijn de omstandigheden zoo gunstig als te **Pangkalpinang** en in die gevallen zullen snelfilters voor de gevaarlijke perioden uitkomst brengen. Die worden dan voorgeschakeld, maar zijn vanzelfsprekend alleen van nut indien men kan beschikken over water onder druk om deze objecten terug te kunnen spoelen.

Ook de verhoogde sleepkracht bij bandjirs kan hinderlijk zijn, als de inloopmonding der opvangbuis laag bij den bodem moet worden gehouden met het oog op lage waterstanden. De monding kan dan worden verstopt door langs den bodem meegevoerde zwaardere bestanddeelen. **Makassar** ondervindt dat bezwaar in die mate, dat maatregelen daartegen zullen worden getroffen. Een in de omgeving in uitvoering zijnd irrigatiewerk geeft gelegenheid in de toekomst het water aan de daarbij hoger gelegen irrigatie-aanvoerleiding te onttrekken. Ook voor **Benkoelen** moest met dit verschijnsel rekening worden gehouden. Daar werd in de kali een pompput gebouwd, die tot boven bandjir reikt — vermeend wordt, dat aldaar met niveauverschillen van 7 m en meer te kampen valt — en een inrichting maakt, die veroorlooft op verschillende hoogten het rivierwater in te laten.

De uitwoelende kracht van bandjirs is uiteraard het meeste te vreezen, als zij ondermijnend werkt voor kunstwerken, en maar al te vaak moet hiermede rekening worden gehouden.

De prise d'eau voor de drinkwatervoorziening van Pandeglang en Rangkasbetoeng is een midden in een kalibed gecapteerde rechtstandig opstijgende bron. Voor Blitar was een dergelijke oplossing voorgenomen. Men kan zich nauwelijks een ongunstiger situatie voor een capteering met het oog op bandjirbedreiging voorstellen. Ook Soerakarta heeft een watervang van een dergelijk type.

De kracht der bandjirs is te duchten overal waar broncapteeringen in steile bergwanden zijn gebouwd, waar aanvoerleidingen langs steile hellingen moeten worden gevoerd. Djokjakarta kent beide bezwaren. De aanvoerbuiscapteering voor Batoe werd gelegd in den bodem van een bestaande irrigatieleiding om nieuwe ingravingen in den steilen bergwand te ontgaan. Dat kwam veiliger voor, ondanks dat ook de open waterloop zwakke plekken vertoont, die zoo goed mogelijk met taludvoorzieningen werden beschermd. Voorzichtigheidshalve is de leiding uitgevoerd in geschroefd Mannesmann-materiaal. Een afschuiving is aldus over behoorlijke lengte te overbruggen.

Kruisingen met kali's vragen wegens het bandjirgevaar telkenmale de aandacht, zoo geen gebruik kan worden gemaakt van bestaande bruggen, waarvoor men bandjirbedreiging niet aanwezig acht. En dat de kans op vernieling allerminst denkbeeldig is, leert ons o.a. het jaarverslag der waterleiding van Medan over het vorige jaar. Men leest daar: „In den regelmatigen aanvoer van water deed zich een stagnatie voor als gevolg van een heftigen bandjir der Betimoës-rivier in den nacht van 30 September op 1 October. *Niet alleen werd de ijzeren brug, welke onze jongste leiding over de rivier voert, weggeslagen, doch ook werd de 600 m stroomafwaarts gelegen zinker in de oudere leiding geheel vernield en hadden bovendien nog twee buisbreuken plaats.*” Dit staat vermeld in het 34ste jaarverslag. Het gevaar blijft dus wel steeds om den hoek loeren.

Evenwel niet alleen in bovenrivieren is met de kracht der bandjirs rekening te houden. Bij de bespreking van het scheepvaartgevaar voor zinkers werd reeds gewezen op uitschuring van den rivierbodem door den stroom, een verschijnsel, dat in kracht toeneemt bij bandjirs. Deze consequentie was voor oogen te houden bij de uitvoering der waterleiding voor Indramajoe, waar de benedenloop van de Tjimanoek moest worden gekruist door middel van een zinker, daar men hier een der weinige beweegbare bruggen van Indië aantreft. Ten behoeve van de scheepvaart is boven de middenopening van dezen rivierovergang een rolbrug aangebracht. De Tjimanoek vertoont ter plaatse groote wisselingen in diepte. In den oostmoesson zandt de rivier op, in den westmoesson wordt alles weer uitgeschuurd. De hoogteverschillen in de verschillende tijden van het jaar loopen meters uiteen en de zinker moest worden aangebracht in de droge periode. De zinkerlengte werd zooveel mogelijk beperkt. Hij bestaat uit een U-vormige buis, waarvan de basis iets breeder is dan de overspanning van de rolbrug, de beide beenen staan verticaal en dragen op de uiteinden ontluchtingsventielen. Dit raam kan zich verticaal bewegen door wijde beugels, gemonteerd op de leiwerken voor

de scheepvaart en is met flexibele metalen slangen gekoppeld aan de buiseinden op het vaste deel van de brug.

Het samenstel behoort dus thans met zijn basis te zijn gezakt tot op de grootste diepte sedert den bouw voorgekomen en dus in den regel goed afgedekt te zijn.

De met bandjirs gepaard gaande hooge waterstanden hebben mede hun onaangename zijde voor drinkwatervoorzieningen. Zij zijn evenwel minder van dynamische dan van hydrostatische beteekenis.

Uitwendige druk tegen ingegraven reinwaterreservoirs, het volloopen en vervuilen van afsluitkelders, het onder water geraken van spuimonden: men moet dit alles in ernstige beschouwing nemen in die gevallen, waar de druk in het net afhankelijk is van pompinstallaties. Dan is het noodzakelijk „het hoofd zooveel mogelijk boven water te houden” en moeten dergelijke mogelijkheden zooveel doenlijk worden voorkomen.

Werking van den grond.

Deze openbaart zich meestal niet op een wijze, die een dynamischen indruk maakt. Maar er is beweging, in het algemeen van geringe snelheid, die in het laatste stadium der werking veelal plotseling toeneemt en dan ook bepaald dynamisch effect kan hebben. Maar ook vóór het zoover komt kan de wijziging in den inwendigen evenwichtstoestand vernielend zijn voor onze waterleidingen.

Inklinken en schuiven zijn de te vreezen verschijnselen, in het bijzonder voor de buisleidingen, voor welk onderdeel men in het algemeen aan een bepaalde situatie is gebonden. Voor het optreden van krimpscheuren in den drogen tijd zijn de leidingen minder gevoelig. Hiermede is wel rekening te houden voor de bouwwerken, die in den regel voldoende beveiligd zijn door den aanleg der fundeering op groote diepte, waarbij diepe neuten, putten, gewapend beton palen of pijlers dienst kunnen doen. Voor laagreservoirs kan dit voor mergelgronden typeerende verschijnsel een belemmering zijn voor uitvoering in metselwerk of gewapend beton, tenzij de omstandigheden aanleg van den reservoirbodem diep in den grond veroorloven.

Is men echter er op aangewezen het bodemniveau op of weinig beneden maaiveldshoogte te projecteerden, dan zou men vervallen in kostbare vrijdragende vloerconstructies. Voor zulke gevallen kan de toepassing van geheel metalen tanks de juiste oplossing zijn. Tegen dit denkbeeld zal men wellicht uit ongewoonte wat vreemd staan, maar er is geen enkel principieel verschil tusschen een dergelijk reservoir en een ijzeren watertoren, noch tusschen de aan het reservoir te stellen eischen voor opschuren van water, aardolie, benzine of plantenolie, met dit voorbehoud, dat oliën nog hogere eischen aan de dichtheid stellen. Bij de olie-maatschappijen is deze constructie dan ook wel gebruikelijk voor berging van water.

Verticale zakking van bouwwerken tengevolge van samenklinken, indrukken van den grondslag, kan binnen bepaalde grenzen worden aanvaard, ook voor laagreservoirs, mits men zorg voor aansluiting aan de leidingen door tusschenkomst van koppelingen, die

beweging — draaiing en lineaire veranderingen — toelaten en die gemakkelijk kunnen worden gecontroleerd.

Aan dien laatsten eisch kan moeilijk worden voldaan voor de ingegraven buisleidingen van aanvoer en stadsnet. Voor groote en belangrijke leidingen neemt men wel eens zijn toevlucht tot onderheien, maar dat kan niet altijd de gewenschte technische oplossing zijn, bijvoorbeeld bij zeer diep doorgaande slappe lagen en is voor verhoudingen als hier te lande gelden in den regel ook te kostbaar. Daarom dient hier waarborg tegen herhaaldelijk ongerief te worden gezocht in de keuze van het type der buisverbindingen in verband met het gekozen buismateriaal. Dit laatste wordt in de eerste plaats beheerscht door den aard van het grondwater.

De chemische eigenschappen van het te transporteren water kunnen wel buiten beschouwing blijven, daar men eventuele agressiviteit met toeslagmiddelen of andere methoden ter ontzuring practisch geheel kan neutraliseeren.

Bij een bodemgesteldheid als waarvan hier sprake is en zooals die voorkomt o.a. te Pontianak en Bandjermasin, moet men op aanzienlijke deformaties zijn voorbereid. Zoo heeft men bijv. geconstateerd, dat op sommige plaatsen, waar het weglichaam regelmatig moest worden bijgehoogd, elektrische kabels geleidelijk aan tot op diepten van anderhalven en twee meter waren weggedrukt. Indien de grond homogeen is kan men zich voorstellen, dat zoo een kabel of een buisleiding in een flauwe boog doorhangt tusschen enkele vaste punten, zooals bij brugovergangen. Een dergelijk verloop is allermint te vreezen bij een juiste keuze van de buisverbinding. Bij een lengte van 150 m en een diepste inzakking in het midden van 2 m zou bij een totale verlenging van minder dan 7 cm, overeenkomende met een relatieve verlenging van 0,0005, een nog niet verontrustende trekspanning van 1000 kg/cm² optreden indien de pijpen tot een doorgaand geheel zijn gekoppeld, hetzij metallisch, geschroefd of gebout. En ook zou die verlenging zonder schade of kans op lekken kunnen worden verdragen bij meegeevende verbindingen, die in den regel met rubber gedicht zijn, als alle koppelingen gelijkelijk daaraan zouden zijn onderworpen. Bij een buislengte van 5 m zou bij iedere lasch 0,0025 m speling mogelijk moeten zijn. En het buigend effect zou bij een regelmatig boogvorm mogen worden verwaarloosd. Bij een verhouding van koorde tot pijl van 150 : 2 behoort een middelpuntshoek van 6°, een buiging per meter lengte van 2'24'', hetgeen bijv. in een doorgaand gekoppelde buis van 200 mm diameter nog een buigspanning van 160 kg/cm² opwekt.

Bij buislengten van 5 m zou iedere koppeling een draaiing van 12' moeten veroorloven. Men pretendeert dat deze 4 tot 6° mogelijk maken.

Het werkelijke gevaar in dergelijke gronden wordt dan ook veroorzaakt door de aanwezigheid van bruggen, rioolbuizen, boomstammen, oude duikers en dergelijke objecten, die plaatselijken weerstand veroorzaken, waardoor de vervorming een geheel ander karakter verkrijgt en die is niet te verwaarlozen.

Het leidt er toe de leidingen zooveel doenlijk buiten het weglichaam te houden, zinkers te verkiezen boven het gebruikmaken van bruggen. Deze omstandigheden, die zich hoofdzakelijk binnen de bebouwde stadskommen doen gelden, zijn speciaal gevaarlijk met het oog op buiging en daarom neme men bij gegoten ijzeren buizen steeds flexibele verbindingen, nimmer starre, zooals flensverbindingen. Voor stalen buizen is — mede wegens de grootere lengte der buizen — de werkelijke koppeling door lasschen of schroeven aangewezen. Men vormt dan door hun slankheid buigzame, elastische leidingen. Ook hier vermijde men flenskoppelingen, die bij buiging neiging hebben aan één zijde open te gaan. Hierdoor wordt tevens de aandacht gevestigd op de wenselijkheid nabij de aansluiting van afsluiters, die van flenzen zijn voorzien, eenige beweging in een verbinding op korten afstand mogelijk te laten.

De anders gebruikelijke mofverbinding met lood-dichting komt in werkende gronden niet in aanmerking. De geringste beweging, vervorming, kan oorzaak zijn van het losraken van het lood, dat door den inwendigen waterdruk verder wordt uitgedreven, waardoor lekken ontstaan, die in gronden met hoog grondwater aan de waarneming ontsnappen.

Daar waar het grondwater toepassing van staal veroorlooft, geve men daaraan de voorkeur. Men mag er dan op rekenen, dat lekkages buiten de knooppunten van het net niet zullen voorkomen.

Aan één euvel zal men echter niet licht ontkomen in slappe gronden, t.w. lekken bij de aansluitingen op de hoofdleiding voor de spruiten naar de betrokken perceelen. Die vorderen een nauwgezette bewaking, ter bevordering waarvan men het aantal aanboringen zooveel mogelijk beperke, door meerdere perceelleidingen op één aanboring aan te sluiten; door het plaatsen van dienstkranen direct bij de aanboring, waardoor de straatpot voor de inspectie van aftakpunt en kraan kan dienst doen; door het distributienet buiten het rijvlak te houden, niet het minst wegens de anders aan de verkeersbedreiging blootgestelde straatpotten.

Schuivende gronden treft men zelden aan binnen de steden. Voor het tracé van hoofd-aanvoerleidingen zijn ze evenwel niet steeds te vermijden en met name zij hier de waterleiding van Tegal als voorbeeld vermeld. Der voorsnijdt een tweetal in dit opzicht gevaarlijke plekken, bij de eene met de bedreiging in dwarsrichting op en bij de andere in de langsrichting van de buis. De eerste plek heeft men zoo goed mogelijk beveiligd door voorzieningen tot snellen afvoer van oppervlakte-water en door het verleggen en bemetselen van een op korten afstand parallel loopende irrigatieleiding, terwijl de toegepaste Vic-taulic-verbinding een zekere mate van waarborg geeft, dat bij het wegvallen van niet te breede schollen de gapingen overbrugd kunnen blijven door de dan in de lucht hangende buis. Heel groote verwachtingen mag men van de trekbestendigheid van die verbinding niet hebben, zooals de ervaring op de andere plek heeft geleerd. Men heeft hier weinig anders kunnen doen dan afwachten, tot er wederom wat rust was gekomen in den grond, waarvan het labiele

evenwicht kennelijk door de ontgraving van de buis-sleuf was verstoord.

Men had er op vertrouwd, dat diep onder den sleufbodem reikende neuten ter ondersteuning van de pijpen eenige uitkomst zouden brengen, doch al spoedig na de aanaarding werden ook die in de afglijding meegenomen. Dat geschiedde betrekkelijk onverwacht en dan werd de buis ter plaatse van de verbindingen uiteengerukt.

De pijpeinden kwamen daarbij zoover van elkander, dat alleen met extra lange overschuifmoffen de verbinding wederom was tot stand te brengen.

Het gevaar van afschuivingen en dan met echt dynamisch effect is te duchten van de hellingen boven het tracé, ook als geen bepaalde schuifgrond daar wordt aangetroffen. Groote steenen, die in den loop der tijden door afspoeling tengevolge van regens blootkomen en losraken; door windstooten omgeworpen boomen op steile hellingen e.d. kunnen een aardstorting inleiden, een verschijnsel dat tijdens de uitvoering het brongebouw der Batoesche drinkwaterleiding trof en alle formeelwerk en de juist gestelde bewapening van het afdekkend betongewelf grondig vernielde, gelukkig in den nacht. Het type van het „bomvrije” onderkomen kon echter worden aangehouden en de uitvoering verliep verder zonder onheil.

Aardbevingen.

Men vraagt zich wel eens af, hoe het toch komt, dat men in de waterleidingwereld hier te lande zoo zelden hoort spreken over speciale voorzieningen — technisch en administratief — met het oog op de gevolgen van aardbevingen. En wát men dan nog hoort beperkt zich in den regel tot het geven van voorkeur aan staal boven gietijzer voor het leidingnet. Bekend is, dat het oorspronkelijke project voor den watertoren van Benkoelen eenigszins werd omgewerkt met het oog op dit gevaar. De grondslag werd verruimd, de pooten werden schorend gesteld. Meer expresselijke voorzieningen zijn steller dezes niet bekend.

Anderzijds moet worden opgemerkt, dat men ook nog niet gehoord heeft van belangrijke kwade gevolgen van dit natuurverschijnsel voor onze bestaande drinkwatervoorzieningen, met uitzondering van Koetaradja. Maar ook daar kon men nog niet van een catastrofale vernieling spreken. Ongetwijfeld heeft dat invloed, evenzeer, dat heftige aardbevingen hier niet zoo frequent zijn als in andere landen en dat van geheel vernielde steden weinig gehoord wordt. Dit laatste behoeft evenwel niet alléén aan de geringe frequentie of hevigheid van het verschijnsel te liggen. De bouwtrant onzer steden en hun dunne gezaaidheid geven evenzeer aanleiding tot het weinig voorkomen van omvangrijke rampen. En menigeen, die geroepen is waterleidingwerken te ontwerpen, te bouwen of te beheeren, heeft nog nimmer in een door aardbeving geteisterde plaats gewoond. Ook het toeval kan gunstig zijn geweest. Bij onze grootste waterleidingen waren bijvoorbeeld geen hooge bouwwerken noodig.

Dit alles heeft ongetwijfeld er toe bijgedragen, dat deze kwestie nimmer op het eerste plan is gekomen.

Maar wij mogen op de tot dusverre opgedane ondervinding niet zonder meer vertrouwen, omdat de kans op vernieling in verband met den ouderdom der meeste drinkwatervoorzieningen tot nu toe ook maar zeer gering is geweest.

Onze oudste werken zijn goed of nauwelijks dertig jaar voltooid.

Vermeend wordt, dat Medan vooraan gaat met 35 jaren en dat Soerabaja volgt met rond 30. De volgende reeks telt om en nabij 15 tot 20 jaar: Semarang, Batavia, Djokjakarta, Cheribon, Solo.

Tot die generatie behooren verder Malang, Makassar, Pasoeroean, Manado, Magelang, Buitenzorg, Tangerang. Vele, moeten hun tweede lustrum nog viereen of hebben dat nauwelijks beleefd: Madioen, de leidingen op Madoera, Zuid-Soerabaja, Loemadjang, Probolinggo, Tegal, Poerwokerto met Banjoemas, Soekaboemi, Indramajoe, Rangkasbetoeng, Benkoelen, Palembang, Lahat, Djambi, Muntok, Pangkalpinang, Bindjei, Sibolga, Denpasar, Banjoewangi, Kediri, e.a.

Er is dus nog allerm minst reden om te juichen, voorzichtigheid blijft geboden en de kwestie is zeer zeker de moeite van het beschouwen waard. Al zijn er niet veel nieuwe werken van beteekenis thans op het programma, het is goed met het oog op eventualiteiten. Want hoe langer de werken met rust worden gelaten, des te grooter wordt de kans, dat zij aan een beving zullen worden blootgesteld. Ook Vulcanus mag men niet in verzoeking brengen, maar het zij in herinnering gebracht, dat zijn laatste ernstige aanval op Benkoelen plaats had in 1914, op het nabijgelegen Kroë en geheel Zuid-Sumatra in 1933, op Zuid-Bali in 1917, Maos 1923, Soekaboemi 1905, Padang Pandjang 1926, Koetaradja 1936, Noord-Celebes 1932. Dat is dus met uitzondering van Koetaradja en Manado alles vóór den bouw der in die aardbevingszônes thans bestaande drinkwaterleidingen en omtrent de periode van het optreden van heftige schuddingen is niets bekend, zoodat men steeds op zijn qui-vive moet zijn.

Intusschen hebben ook de nieuwere werken wel kleinere, zwakkere aanvallen moeten doorstaan en die hebben hun uitwerking niet gemist. Het is evenwel buitengemeen moeilijk daaromtrent inlichtingen te krijgen. Kennelijk beschouwt men die kleine beschadigingen als niet van beteekenis, zij het ook ten onrechte, want ook daaruit kan men ongetwijfeld leering trekken.

Maar zelfs omtrent de heftige bevingen krijgt men niet gemakkelijk gegevens. Van de ramp, die Koetaradja drie jaar geleden teisterde, is nog geen rapport gepubliceerd. Van de aardbeving, die in Zuid-Italië in 1930 groote verwoestingen aanrichtte en o.a. een der grootste, modernste streekwaterleidingen ernstig beschadigde, kon slechts een zeer algemeen verslag worden verkregen.

Over de beving, die in 1923 T o k i o en vele andere steden in J a p a n grondig vernielde, werd wél een zeer uitvoerig verslag gepubliceerd, waarin de waterleidingen afzonderlijk zijn in beschouwing genomen. Helaas is dat werk in de landstaal gesteld en werd in het Engelsch slechts een meer beknopte uitgave verzorgd. De Japansche editie is echter zeer rijk geïllustreerd en daardoor toch nog bepaald van groote waarde ook voor den Westerling, die het Japansch niet machtig is.

Neemt men kennis van dit zeer omvangrijke boekwerk, dan kan men slechts de verzuchting slaken, dat wij voor aanvallen van dergelijk geweld gespaard mogen blijven. Letterlijk niets blijkt tegen die krachten bestand en er is geen onderdeel van waterleidingen te bedenken, dat niet ten offer viel. Niet alleen hoog opgaande watertorens, doch ook laagreservoirs, ingegraven langzaam-zandfilters, leidingen en wat niet al. Vermoedelijk had de verwoesting wat minder kunnen zijn, als verschillende constructiefouten vermeden waren geworden en dat geldt meer in het bijzonder voor de gewapend-betonwerken. Of het vermijden van brugovergangen — hetgeen later voor deze landen zal worden aanbevolen — bij deze ramp groot nuttig effect zou hebben gehad kan worden betwist, gezien de geweldige vervormingen, waaraan ook het aardoppervlak was blootgesteld.

Critische beschouwing van den aard der aangerichte schade kan leiden tot voorzorgen en voorzieningen, die onder de omstandigheden als bij die Japansche ramp wellicht weinig nut zouden hebben gehad, doch in streken, waar de aardbevingen minder heftig zijn, zooals hier te lande, de gevoeligheid der werken belangrijk kunnen verminderen.

Doch ook zijn er maatregelen aan te bevelen, die wel onder alle omstandigheden van beteekenis zullen kunnen blijken.

Daaronder valt zeker te rekenen het streven om voor de opschuring van water den bouw van *watertorens* zooveel mogelijk te vermijden. Ook zonder exacte berekeningen kan het grotere weerstandsvermogen tegen aardschokken van laagreservoirs — beter gezegd: van op den grond gebouwde tanks — in vergelijking tot torenbouw wel worden aangenomen. Maar mocht die laatstgenoemde constructievorm niet kunnen worden ontgaan, dan bestede men extra aandacht aan de keuze van de bouwplaats.

Het is van groot belang daarvoor een stevigen grondslag op te sporen, omdat slappe terreinen bij aardbeving langer in beweging blijven en aldus ook de opgaande bouwwerken langer in beweging houden, terwijl bij toevallige verhoudingen de van beneden af nakomende slingering versterkend — dus inderdaad ook vertragend — kan werken op de beweging van den kop van het bouwwerk en/of van den vloeibaren inhoud.

Men is helaas echter niet altijd in de gelegenheid tot „kiezen”. Geologische en financieele omstandigheden spelen daarbij een belangrijke rol. Maar men geve den moed niet te spoedig op, zooals het geval van P o n t i a n a k heeft bewezen, zij het ook, dat daar om andere overwegingen naar een goede bouwplaats voor het hoogreservoir werd gezocht, zooals

valt te lezen uit het opstel van de hand van schrijver van dit artikel in het Septemhernummer van dit tijdschrift. Maar dat doet niets af aan het feit, dat men in zijn pogen om te ontkomen aan de moeilijkheden van het fundeeren op den moerasgrond tevens bereikt heeft een grotere zekerheid tegen het aardbevingsgevaar. En als — zooals vanzelf spreekt — behoorlijke aandacht wordt gegeven aan de windkrachten, mogen de toekomstige constructeurs naar wij hopen zonder overmoed aan den voet van dien toren de spreuk van den Zwijger schrijven: „Saevis tranquillius in undis”, of ruim vertaald: rustig te midden van de golven van aarde, water en lucht.

De hiervóór terloops aangehaalde „belemmeringen van financieelen aard” slaan niet op de bouwwijze. Trouwens er is in ander verband melding van gemaakt en het komt niet waarschijnlijk voor dat zoo goed mogelijk aardbevingvrij construeeren veel extra kosten zal vorderen boven die voor onzen Hollandschen, doorgaans toch reeds zeer solieden bouwtrant. Zijn wij in dat opzicht niet karig, onze zuinigheid kon ons toch wel eens parten spelen als Moeder Aarde gaat schudden. Er zijn gevallen, waarin men den bouw van watertorens verkoos boven dien van reservoirs op eenigszins afgelegen heuvels, omdat zulks goedkoper uitkwam. Laat ons hopen, dat de aldus verkregen premie-besparing zich niet zal wreken. De hier beoogde gevallen zijn die van D j e m b e r en T a b a n a n. In beide gevallen is de hier besproken kwestie wél aan de orde geweest. Het verschil in bouwkosten was voor T a b a n a n onbeteekenend, en ofschoon gezegd moet worden, dat de lage en robuuste toren ook voor aardbevingen soliede voorkomt, is de beslissing toch te betreuren.

Voor D j e m b e r werd door den torenbouw een beperking der kapitaals-investatie verkregen van rond f 30 000,— en men berekende de exploitatiekosten voor beide oplossingen gelijk te zullen zijn. De toren is van een bepaalde rankheid, uitgevoerd in gewapend beton, heeft een reservoir met een inhoud van 300 m³ bij een bodemhoogte van bijna 30 m boven maaiveld. Maar de benedenbouw is tevens benut voor laagreservoir — tot opvangen van het artesisch water, dat slechts geringe stijghoogte heeft — en voor het onderbrengen van de pompinstallatie. Dit combineeren heeft ook bijgedragen tot de beperking der bouwkosten, maar niet minder tot het verhoogen van het risico. Een onverhoopt ongeval, dat het bovenreservoir treft zal vrij zeker ook de pompen en het verzamelbassin niet ongemoeid laten, waardoor niet alleen een groter kapitaalsverlies zou worden geleden, maar tevens het voordeel verloren gaat, dat men door direct pompen in het stadsnet de watervoorziening ook bij uitgeschakelden toren zou kunnen handhaven.

Sedert schrijver van deze regelen de tot uitvoering gekomen voorstellen en ontwerpen voor de watervoorziening van D j e m b e r indiende zijn tien jaren verlopen en zijn in dit tijdsverloop verruimd inzicht van waterleidingbouw en exploitatie hebben hem de overtuiging gegeven, dat het raadzaam moet worden geacht met het oog op aardbevingbedreiging een ruimer standpunt in te nemen ten aanzien van de geldelijke zijde van het vraagstuk, dan des-

tijds voor D j e m b e r het geval was. Uit het netto bedrijfsoverschot hadden de extra lasten voor rente en aflossing van f 30 000,— ruimschoots kunnen worden bestreden ⁴⁾.

Deze conclusie leidt er toe een opmerking uit het meerbedoeld in het Septembernummer opgenomen opstel ook hier te herhalen: „bedachtzaamheid is nog geen angst”. In het laatste decennium heeft men geleerd, dat het onderwerpelijke gevaar ook in dit land niet denkbeeldig is en dat de kans op een aanval zeker niet is te schatten. Ter illustratie hiervan zij vermeld, dat de baby onder de watertorens der hiervoor opgesomde waterleidingen, t.w. die te B i n d j e i, die eerst in 1933 werd gebouwd, reeds binnen drie jaren na de voltooiing werd beschadigd door aardbevingen. Alle vier hoekpijlers werden nabij de geboorte horizontaal doorgescheurd. Op deze plaats bevinden zich de lasschen van het wapenings-ijzer en komt ook een stortvoeg voor.

Het verdient vermelding, dat de gemeente geen schade leed, doordien het werk direct na de oplevering tegen aardbevingschade werd verzekerd.

Deze mededeeling omtrent den toren van B i n d j e i voert van zelf tot de beschouwing van de constructies en de te volgen berekeningswijze. De samensteller van deze geschreven causerie acht zich ten deze evenwel allerm minst competent en legt zich daarom ten aanzien van dit punt de grootste beperking op, daarbij vertrouwend, dat anderen daarin wellicht aanleiding zullen vinden daarover hun licht te laten schijnen. Onder de vaste medewerkers van dit tijdschrift zijn er meerderen, die over de daarvoor noodige wetenschap beschikken.

Het voorbeeld van B i n d j e i vestigt de aandacht op het n.h.v. voor de hand liggende feit, dat de pooten het zwakke punt vormen voor torenconstructies. Zij moeten de aardbevingen overbrengen op de op hen rustende massa en de uitwerking weerstaan van de daarop volgende slingering van dien toplast ten opzichte van de fundeering. Werden wij daaraan op „zachte” wijze herinnerd door het geval ter Oostkust van Sumatra, de ramp in Japan toonde dat „harder” door geheel omgevallen torenconstructies en door van hun onderbouw geworpen reservoirs. Blijft de verbinding tusschen reservoir en onderstel en tusschen dit laatste in de fundeering intact, dan worden de pooten onderworpen aan buigende en ook aan zuiver longitudinaal werkende krachten. De vernieling van gewapend beton kolommen in Japan stelde in het licht, dat hoe de breuken ook worden ingeleid, de drukkrachten het meest fnuikend zijn. Is eenmaal de samenhang vernield, dan veroorzaakt het kennelijk hamerend effect plaatselijke verbrijzeling en wel in die mate, dat de wapeningsstaven veelal uitknikten. De hieruit te trekken les is, dat wij de beugelafstanden niet groot, noch de dikten te klein mogen nemen en dat diep in de betonkern doorgaande verankering

van de beugeleinden van belang moet worden geacht. Omsnoerd beton is in zulke gevallen n.h.v. aangewezen. Het toont ook de noodzakelijkheid vooral aandacht te geven aan knooppunten bij ijzerconstructies, waarbij maar al te vaak de werkzame doorsnede plaatselijk geheel voor rekening van plooi-bare knoopplaten komt.

De aanname van de grootte der toegevoegde krachten blijft wel steeds een speculatieve kwestie. Het komt aannemelijk voor, dat men daarbij zal uitgaan van de versnelling die door aardbevingen wordt veroorzaakt, die men zal kunnen afleiden uit waarnemingen tijdens of na aardbevingen. Doch dat geeft niet anders dan een denkbeeld hoe groot de krachten geweest zijn, niet waarop men wel voorbereid moet blijven.

Het beperken van den te dragen toplast is daarom wel van beteekenis en in bepaald aan aardbeving blootgestelde streken verdient ernstige overweging de vraag of men voor waterreservoirs gewapend beton, dan wel ijzer zal nemen. Bij toepassing van het eerstgenoemde materiaal bedraagt het eigengewicht van de tank rond de helft van het gewicht van de op te schuren watermassa, terwijl dat voor ijzeren reservoirs slechts rond een tiende belooft. Zelfs als men uit vrees voor hinderlijke temperatuursverhooging door directe bestraling een beschermenden buitenwand wenscht aan te brengen, kan men het totale eigengewicht nog tot een vijfde van den nuttigen last beperken.

Of verdeling van het bergend vermogen over meerdere reservoirs geldelijk voordeel brengt, als men terdege met aardbevingkrachten rekening houdt, kan a priori niet worden verklaard, maar in zulke omstandigheden is decentralisatie van den watervoorraad van wezenlijke beteekenis. In de eerste plaats om bij storing in den aanvoer in de eerste tijden na de beving over drinkwater te kunnen beschikken, in de tweede plaats met het oog op brandgevaar, dat maar al te vaak als nevenverschijnsel na aardbevingen is te duchten.

De beide laatstgenoemde omstandigheden stellen ook een groot voordeel in het licht van het stelsel der waterverbruiksbegrenzers, dat door schrijver op grond van sociaal-economische en sociaal-hygiënische motieven bepaald aangewezen wordt geacht voor de waterverstreking in de volkswijken in deze landen.

Terugkomende op de beschouwingen omtrent de constructieve zijde van het vraagstuk van den torenbouw, worden nog enkele woorden gewijd aan het effect van de in slingering geraakte massa aan het vrije einde. Wat daaromtrent hiervoren werd opgemerkt had betrekking op de vaste massa der constructie zelf. Doch de ongebonden reservoir-inhoud heeft een ander effect. Het ongunstige geval zal zich hier voordoen, wanneer de periode der aardbevings-trillingen zou overeenkomen met den trillingstijd van het water in de bak. Er zou dan resonantie optreden. De ongunstige gevolgen hiervan worden echter bij open reservoirs verminderd door het feit, dat door de groote slingeren het water al spoedig over den rand van den bak zal loopen.

Door de in schommeling geraakte vloeistof-massa wordt ook de druk op den bodem en op den

4) Aangezien, zooals vermeld, schrijver van dit artikel de ontwerper is van de D j e m b e r s c h e waterleiding, hij ook een aandeel heeft gehad in de beslissing voor T a b a n a n, het werk B i n d j e i ook geheel door hem werd verzorgd, terwijl hem het samenstellen van de ontwerpen voor P o n t i a n a k werd toevertrouwd, kwamen bovenstaande critische beschouwingen t.d.p. niet ongepast voor.

onderbouw variabel, doch het verloop van die beweging is n.h.v. niet zóó snel, dat dit een stootend effect heeft. Men heeft dus een geleidelijk aanwassende en afnemende belasting, waarvan de denkbaar uitersten zijn een belasting nul ter eener zijde — bloot komende bodem — en een belasting gelijk die bij maximale vulling ter andere zijde, waar de vloeistof dan overstort. Op zich zelf beteekent dat dan niets voor den onderbouw, wel is het van belang voor den bodem en in het bijzonder voor de reservoirwanden, die normaal berekend worden voor een horizontalen vloeistofspiegel.

De invloed voor de optredende materiaalspanningen is uiteraard afhankelijk van den constructievorm, en waarschijnlijk van meer beteekenis voor een gewelfden bodem, dan voor een uitvoering als vlakke plaat, al dan niet door balken verstijfd. Onaangename gevolgen zijn te verwachten van den golfslag en den ongelijken waterdruk op de reservoirwanden, waarbij in de eerste plaats voor oogen staan de plaatijzeren open reservoirs.

Ook al komt het niet tot blijvende vormverandering, het lekspringen van lasnaden komt mogelijk voor. Onwaarschijnlijk wordt geacht, dat de waterslag bij gevuld reservoir tegen de afdekplaat — zooals normaal bij gewapend beton torens h.t.l. — bepaald destructieve uitwerking zal hebben.

De aardbeving, die in 1933 op Sumatra zich over een groot oppervlak deed gelden, heeft te Palembang de wenschelijkheid in het licht gesteld het buizenstelsel tot aan- en afvoer van het water stijf te construeeren en zoodanig aan het bouwwerk te verbinden, dat het niet in eigen onafhankelijke slingering kan komen, op gevaar van breuk. Dit geval heeft zich daar voorgedaan met een kleine verbindingspijp, was spoedig ontdekt en had dus verder geen schadelijke gevolgen.

Men heeft hier een voorbeeld van kleine voorvallen, die de aandacht kunnen vestigen op meer belangrijke zaken, doch als zoodanig niet door het personeel worden onderkend. Slechts door vragen kwam dit later aan het licht.

De hiervóór gegeven beschouwingen omtrent de waterbeweging bij aardchokken en den invloed daarvan op reservoirs gelden evenzeer voor wanden en afdekkingen van op den grond gebouwde objecten. Daarbij moet men echter tevens in het oog houden de invloeden van de tegen de wanden gebruikelijke randaanvulling — zoowel bij gevulde als leeggevalen reservoirs — terwijl gemetselde reservoirs nog speciaal de aandacht vragen wegens het geringe weerstandsvermogen van dat materiaal tegen trek.

Van dit type bestaan er meerdere h.t.l., zooals voor Malang, Soerabaja, Banjoewangi, e.a. doch van vernieling is niets bekend. Niet onwaarschijnlijk is dit te danken aan den gronddruk tegen de buitenwanden, die men bij deze bouwwijze dan ook beter handhaaft.

Het geval laat zich denken, dat men voor bepaald blootgestelde streken geen plekje kan vinden hoog genoeg om daarop een „Hochbehälter“ te bouwen en dat men huiverig is om een torenconstructie toe te

passen. In dergelijke omstandigheden ligt het voor de hand zich op zuiver pompbedrijf in te stellen, met in laagreservoirs opgeschuurd voorraad. In het vaker aangehaalde artikel in het Septembernummer werd uiteengezet, waarom naar inzicht van schrijver het geen aanbeveling verdient om, behoudens in onvermijdelijke omstandigheden, den bouw van torens prijs te geven. Die overwegingen gelden ook hier, doch opgemerkt dient te worden, dat in gevallen van reëel aardbevingsgevaar dit stelsel het voordeel biedt, dat de watervoorraad eer behouden kan blijven in geval van buisbreuken, dan bij toepassen van hoogreservoirs.

Waterzuiveringsbedrijven, waarbij de omstandigheden tot torenbouw aanleiding geven en het water daarin gepompt moet worden uit de laaggelegen reinwaterkelders — zooals bijvoorbeeld te Palembang, Djambi, Benkoelen, Pontianak, enz. — bieden automatisch de grootste reserve. Indien de toren moet worden uitgeschakeld, kan rechtstreeks in het stadsnet worden geperst.

Ter veiligstelling van den reservoir-inhoud tegen weglopen bij buisbreuken bestaan automatisch werkende afsluit-inrichtingen, die in werking komen bij een te hoog oploopen van de snelheid in de afvoeleiding. Voor de kleinere en middelbare bedrijven h.t.l. hebben die evenwel geen groote praktische beteekenis, in verband met de zeer hoge spitsbelastingen in vergelijking tot de gemiddelde afname.

Ook aan het buizenstelsel stelt het aardbevinggevaar bepaalde eischen, in de eerste plaats ten aanzien van de materiaalkeuze. Er behoeft niet lang over uitgeleid worden, dat staal te verkiezen is boven gietijzer, doch hoe het thans meer in zwang komende gecentrifugeerde gietijzer zich houdt is nog niet bekend. Het gedrag van eternietbuizen onder den invloed van bodemwerking geeft aanleiding om dat buistype voor aardbevingsstreken evenzeer te ontraden.

Gietijzer en eterniet zijn ten opzichte van staal bovendien in het nadeel wegens de kortere bouw lengte der buizen, waardoor het aantal verbindingen en daarmee de kans op lekken beduidend toeneemt. Staal veroorlooft daarbij desgewenscht doorgaande koppeling, hetzij door flenzen, schroefverbindingen of metallisch lasschen, terwijl men evenzeer gebruik kan maken van het normale moftype, hetzij gedicht met lood en hennep, hetzij van een type dat eenige beweging toelaat. Doorgaande gekoppelde gegoten flenspijpen behooren geheel te worden vermeden. Het afbreken van dergelijke overgangsleden is een normaal verschijnsel, ook bij de kostbare afsluiters en andere armaturen, waardoor de vraag aan de orde komt of het in de hier bedoelde streken niet beter zou zijn voor die onderdeelen de flenzen te vermijden.

Intusschen kan de vrees voor aardbeving niet altijd op grond van enkel het vorenstaande de materiaalkeuze bepalen. Daar waar het buizenstelsel wordt blootgesteld aan grondwater van zoodanig agressieven aard, dat voor een te korten levensduur van staal gegrunde angst bestaat, kieze men althans voor de strekkingen van 100 tot en met 200 mm diameter het gecentrifugeerde gegoten materiaal, omdat de kans

op een vernieling van het geheele net of over een aanmerkelijke lengte tengevolge van aardschokken alleen in de kwaadaardigste gevallen is te duchten. Kleinere buistypen hebben een veelal te gering weerstandsvermogen tegen zijdelingsche schokken, de grootere maten zijn gevoelig voor verbrijzeling door er tegen geslagen harde voorwerpen zooals steenen. Dit laatste geeft een aanwijzing om onder de onderwerpelijke omstandigheden een gegoten net te leggen in een voldoende breed en dik bed van klei of zand.

Bij mofverbindingen dient n.d.i. de voorkeur te worden gegeven aan een der flexibele met rubber gedichte typen. Eventuele langskrachten zullen daarbij minder plaatselijk effect hebben dan bij de starre looddichting, die bovendien bij het minste al lek kan raken. Besluit men tot toepassen van aaneengeschroefde stalen buizen, dan komt het verstandig voor de verbinding aan afsluiters e.d. van het type te kiezen, dat eenige beweging toelaat.

Voor zoover het vorenstaande betrekking heeft op gietijzer, wordt de zienswijze ondersteund door het foto-materiaal uit het vermelde Japansche verslag. Of en hoe ander materiaal zich heeft gehouden tijdens de groote catastrophie kan daaruit niet worden afgeleid. Dergelijke verslagen beperken zich wat de illustraties betreft in den regel tot datgene, wat vernield werd.

Enkele foto's van vloeijzeren leidingen hadden voor de onderwerpelijke beschouwing betrekkelijk weinig nut. Men kon er uit zien, dat groote, geklonken plaatijzeren leidingen, die langs bruggen waren gemonteerd, zich goed hadden gehouden, doch dat de overgang op de gietijzeren leiding in den aansluitenden weg zich had begeven. Van een drukleiding van een waterkrachtwerk viel te leeren, dat plooiën onder bepaalde omstandigheden is te verwachten. Er was een geval, waarbij de buis dadelijk onder een lasch over den geheelen omtrek een kraagplooï vertoonde.

Omtrent een bescheiden aangelegenheid, die de belangstelling heeft van schrijver, omdat dit naar rato voor dit land wel eenige beteekenis heeft, gaf dat rapport evenmin uitkomst, terwijl de waterleiding-beheerders h.t.l. dergelijke kwesties van niet voldoende beteekenis achten om deze te rapporteeren. Het geldt het gedrag der aansluitingen van de dienstleidingen op het distributienet. Men zou gaarne weten of aanboorbeugels niet van hun plaats worden getrokken; of directe aanboringen zich goed houden dan wel bij het afbreken stukken uit den wand van de hoofdbuis meenemen; of de koperen dienstkransen de zwakke plek vormen en of zich daarbij niet wrekt de steeds meer in zwang rakende gewoonte om ter besparing van luttele centen met heel lichte kransen genoeg te nemen, die in den regel niet alleen zwak zijn, maar bovendien onvoldoende doorlaat hebben. Voor die gevallen, waarin alles grondig vernield wordt, geheele stadswijken in puin vallen, is dat een zaak van geen belang. Maar waarom zou men niet trachten zich ook in dit opzicht zeker te stellen, als er geen geld mee gemoeid is? Vooral waar in deze gewesten de nadeelen van aardbeving in den regel wor-

den ondervonden in de kleinere plaatsen, waar men niet dik in zijn personeel zit en in dergelijke omstandigheden spoedig handen tekort komt.

Dezelfde — verklaarbare — eenzijdigheid van rapporten geldt mede voor een belangrijk, zoo niet het belangrijkste constructievraagstuk voor buisnetten. Dat is het probleem van het overvoeren van rivieren en ravijnen. Wij zien uit het Japansche rapport wat in 1923 de gevolgen waren bij gebruikmaken van los op den onderbouw rustende brugconstructies, van gemetselde duikers, van aarden dammen, doch niet het gedrag van monolithische constructies in gewapend beton. Intusschen is datgene, wat wel bekend werd, van groot belang ook voor deze landen, omdat het meerendeel onzer bruggen behoort tot het type, dat ook aldaar zijn geringe bestendigheid in geval van aardbeving heeft getoond.

Het spreekt van zelf, dat los opgelegde bruggen hetzelfde lot ondergingen als reservoirs, die niet of onvoldoende aan den onderbouw waren gekoppeld. Zoo zij al niet geheel van den onderbouw waren geworpen of niet den omgevallen onderbouw — pijlers zoowel als landhoofden — naar omlaag waren gevolgd, waren zij vrijwel alle van hun opleggingen gestooten, afhankelijk van de stootrichting ten opzichte van de brug, zijdelings of overlangs. Hetzelfde verschijnsel kent men ook h.t.l. Onder anderen heeft steller van deze verhandeling dat geconstateerd na de aardbeving, die Benkoelen in 1914 teisterde. Dat buisleidingen vernield worden indien zij op zulke bruggen waren gemonteerd behoeft nauwelijks vermeld. Een geringe kans intact te blijven biedt het los op de steunpunten en onafhankelijk van de brug leggen van doorgaand verbonden buizen

Een zeer kwetsbaar punt — ook bij bruggen, die overeind zijn gebleven — bleek te zijn de overgang van de buis van brug op weg, in het bijzonder, daar waar gemetselde landhoofden werden toegepast. Buisbreuken, uit elkander gerukte verbindingen met gapingen van beteekenis teekenden de uitwerking van het verschil in slingering van brug en aarde, dan wel waren het gevolg van het wegzakken van het aarden weglichaam indien dit nabij de brug in opheffing was uitgevoerd. De vernieling op die punten werd bevorderd door de op zulke plaatsen meestal onvermijdelijke verandering in de lengterichting van de leiding, waarbij dus bochtstukken noodig zijn en het aantal verbindingen over geringe lengte groot wordt.

Instorten van gemetselde en van in beton uitgevoerde duikers kwam minder voor, beschadiging bleef uiteraard niet uit, doch dat was niet van dien aard, dat daarvan voor buisleidingen hinderlijke zettingen waren te verwachten.

Aarden dammen, voor spoorwegen, dijken, stuwen, zakten veelal uiteen en bieden dus een gevaarlijke bedding voor waterleidingen.

Omtrent zinkers werden geen gegevens aangetroffen en de vier hier te lande bestaande constructies van dien aard — behalve nabij Medan, te Palembang en Indramajoe ligt ook een dergelijke rivierkruising in de leiding naar de suikerfabriek Pangka — schijnen tot nu toe geen schadelijke gevolgen van bevingen te hebben ondervon-

den. Helaas zijn de ervaringen der olie-maatschappijen met hun groot aantal swings schrijver niet bekend. De ervaring nabij Medan opgedaan tijdens den bandjir in het jaar 1938 leert in ieder geval, dat ook met het oog op aardshokken het leggen van leidingen in met rolstenen gevulde kali-beddingen weinig aanbeveling verdient zoo de kosten te groot worden, om die te bergen in een zwaren drempel, die bestand is tegen den aanval van de hamerende massa.

Bij overgang van bovenrivieren in aardbeving-gebieden wordt daarom aanbevolen het bouwen van bruggen, die met hun onderbouw één geheel vormen. Men komt dan tot portaalvormen en dat heeft toepassing gevonden in gewapend beton bij de hoofdaanvoerleiding van de watervoorziening van Zuid-Sorabaja en in ijzer voor de vele ravijnen, die de hoofdbuis van het werk Loemadjang passeert. Bij dit werk was de bouwsom niet toereikend voor uitvoering der benodigde groote bruglengten in meer duurzame en stabielere materialen. Een belangrijke kwestie is de buis, althans over de bruglengte en ter weerszijden flink het land in, samen te stellen uit staal met doorgaande koppeling. Vrije overvoering met buisbogen of aan kabels opgehangen buizen komt i.c. niet in aanmerking.

Voor den benedenloop van rivieren, ook voor gegraven kanalen en terreinplooiën, is — zoo het even kan — de zinkeroplossing voor beperking van het risico tengevolge van bevingen bepaald aan te bevelen, met flauwe overgangen van het boventerrein naar rivier- of dalbodem. Bij dergelijke situaties komt uitsluitend staal voor de buis in aanmerking, alleen reeds omdat de inwendige druk in het diepste deel van het dal dan een belangrijke grootte bereikt.

Spuikranen monteere men liever niet dadelijk bij de hoofdbuis, maar aan het benedeneinde van een afwaartsche aftakking.

Daar, waar men om een of andere reden geen zinkers kan bouwen en zich genoodzaakt ziet van bruggen gebruik te maken, zoeken men naar oplossingen, waarbij men buiten de landhoofden kan blijven en legge de leiding vrij op eenvoudige consoles in te metselen buiten in de keurmuren en in de pijlers, zoo deze niet voldoende lengte hebben. Dit veronderstelt een spanwijdte, die toelaatbaar is voor de vrijdragende buis. Wordt de overspanning voor den buisdiameter te groot — men kan met het oog hierop ook plaatselijk een buisverwijding toepassen — dan blijft niets anders over, dan de leiding aan de brug te bevestigen, liefst zoo dicht mogelijk tegen den stijven rand van den hoofdligger aan en waar deze ontbreekt, geven men er zich rekenschap van, dat voldoende windverband aanwezig is met het oog op zijdelingsche stijfheid. De moeilijkheid blijft evenwel de aansluiting van de buis op de brug met die op het land, c.q. van de buizen op de verschillende op zich zelf staande brugoverspanningen onderling. Expansiestukken en dergelijke traditioneele armaturen komen daarvoor niet in aanmerking. Zij zijn daarvoor te stug en laten slechts beweging in een bepaalde richting toe, terwijl onderwerpelijk vrijheid van beweging in

iederem zin mogelijk moet zijn. Dat veroorlooft alleen de metalen flexibele slang, mits een dergelijke zekering met voldoende bocht (speling) wordt ingebouwd. Blijven zij bij een aardgolving intact, dan is het watertransport gehandhaafd en mochten zij als een elektrische zekering bij kortsluiting „doorslaan”, dan is het kwaad spoedig hersteld. Terloops zij opgemerkt, dat dergelijke slangen slechts tot een bepaalden diameter verkrijgbaar zijn. Bij grootere buisafmeting zal men dus moeten berusten in wat drukverlies, dan wel de koppeling in twee- of meervoud tot stand brengen.

Ten slotte de opmerking, dat in aanbevingen blootgestelde zônes gestreefd moet worden naar een maximale gelegenheid tot omschakelen, het maken van ringleidingen en het vermijden van enkelvoudige aanvoeren, tenzij nabij het verzorgingsgebied steeds over een ruimen in reservoirs opgeschuurden watervoorraad kan worden beschikt. Wordt die voorraad verdeeld over meerdere uiteengelegen punten en zorgt men er voor bij pompbedrijf een eigen krachtbron in reserve te hebben — liefst opgesteld in een bevingvrij, afzonderlijk staand gebouwtje — dan is n.h.v. wel de met redelijke middelen bereikbare grootste veiligheid verkregen.

Bij beperkte financiën offere men liever wat op aan den bedrijfsdruk of werke met hoogere aanvoerspanning en kieze ter besparing dan wat kleinere buisdiameters.

Oorlog en bedreiging uit de lucht.

De bedreiging door de bij oorlog gebruikelijke strijdmiddelen is wel van zeer specifieke, dynamischen aard. Het ligt niet in het voornemen te trachten aan te geven hoe men alles bom- of schervrij moet maken — gesteld, dat men daarvoor de middelen zou hebben — noch op welke wijze alles gecamoufleerd moet worden.

Doch waar thans door de betrokken en de deskundige autoriteiten, blijkens de noodig geoordeelde maatregelen tot bescherming der bevolking tegen deze bedreiging, ook in deze gewesten dit gevaar allerminst denkbeeldig meer wordt geacht, is het wel gewenscht de aandacht te vestigen op enkele zwakke punten onzer waterleidingprojecten, die in den verfolge kunnen worden vermeden, ten deele bij bestaande werken nog kunnen worden ondervangen, of waarmede bij voorgenomen verbeteringen en uitbreidingen rekening kan worden gehouden.

Bij voorbaat zij opgemerkt, dat zulks niet altijd geld behoeft te kosten, dat verschillende maatregelen ook van nut zijn met het oog op gevaren van anderen aard, doch tevens, dat wij zullen moeten afstand doen van enkele werkwijzen, die uit andere overwegingen gebruikelijk zijn geworden.

Nieuwere opvattingen hebben er toe geleid, dat vitale onderdeelen meer zichtbaar zijn geworden, dan bij vroegere bouwwijzen het geval was. Met name geldt dit den op den grond gebouwden waterreservoirs, waarvoor vroeger algemeen gebruikelijk een zware uitvoering in metselwerk, geheel met grond afgedekt, met een goed onderhouden grasmat. Bij verschillende der jongere werken zijn die tanks uit-

gevoerd in gewapend beton zonder grondafdekking, waardoor de dekplaat lichter kon worden gehouden, alle plantengroei kon worden geweerd, zoodat men aan het bezwaar ontkwam van het binnendringen door eventueel aanwezige fijne scheurtjes van wortels en de daarmee gepaard gaande verdere vernieling. Door het in de kalk houden van het bovenvlak wordt verwarming door bestraling zooveel mogelijk voorkomen, een maatregel, die bovendien alleen van nut kan zijn bij waterzuiveringsbedrijven, die nog niet gedurende den ganschen dag in productie zijn. Bij geregelde doorstrooming, zooals bij bronwatervoorzieningen, bedraagt blijkens uitgevoerde metingen de temperatuurstijging van het water in de warmste tijden nauwelijks een graad Celsius overdag bij geheel boven den grond gebouwde reservoirs. Bij verzonken reinwaterkelders is de warmte-afvoer naar de aarde van dien aard, dat ook zuiveringsbedrijven, van die directe beschijning geen hinder behoeven te ondervinden. Die witte objecten zijn uit de lucht wel zeer duidelijk te onderkennen. Voortaan berekene men de dekplaat op een bescheiden grondbelasting, die men dan in tijden van noodzaak zonder meer kan aanbrengen en men brenge de afsluiterkamers tot meer bescheiden en gemakkelijker te camoufleren proporties terug.

Uit vliegtuigen mede gemakkelijk waarneembare onderdeelen zijn de open bezinkbakken, die waarschijnlijk wel het best aan het oog zijn te onttrekken door afdekking met takkebossen neergevlid op een licht roosterwerk. Voor de gebouwen wordt dat uiteraard moeilijker.

De trefkans beperke men door het meer verspreid projecteeren van de verschillende onderdeelen. Thans is het begrijpelijke streven om voor eenvoudiger beheer en voor bezuinigen op de kosten van buisleidingen alles zooveel mogelijk bijeen te brengen.

Beperking van de uitwerking van explosieven wordt verkregen voor de hoogreservoirs door het opschurend vermogen te decentraliseeren, zooals ook tegen aardbevinggevaar werd aanbevolen.

De gedachte gaat hierbij niet alleen naar door vliegtuigen uitgeworpen bommen, doch mede naar projectielen uit kanonnen, waaraan de reservoirs der havensteden spoedig zijn blootgesteld.

De drie hoofdhavens van Java verkeerden in dit opzicht in vrij gunstige omstandigheden. Voor Bataavia ligt het hoogreservoir flink het land in; Semarang heeft het water over meerdere uiteengelegen reservoirs verdeeld; Soerabaja verkeert in de minst gunstige conditie, daar de reservoirs dichtbijeen zijn gebouwd op één heuveltop. Vermeend

wordt, dat de beide daar voor die bestemming, opgetrokken bouwwerken, ieder zijn onderverdeeld in twee onafhankelijke compartimenten.

Bij de plaatsbepaling van nieuwe reservoirs in op deze wijze bedreigde streken is het wellicht van militair nut daarbij dekking te zoeken achter voorhanden heuvels.

Localiseeren van de uitwerking van bommen leidt er toe af te zien van het gebruik, om afsluiters zooveel mogelijk bijeen te brengen in tegen de reservoirs aangebouwde daarvoor bestemde ruimten, een gewoonte die beoogt het veiligstellen van deze armaturen tegen kwaadwilligheid der bevolking, tegen speelzucht en ter vereenvoudiging van het beheer. In ieder geval treffe men maatregelen, dat men ook op een afstand van de reservoirs door in den grond ingebouwde afsluiters één of alle bakken kan uitschakelen met directen doorvoer naar het verzorgingsgebied.

Het veronachtzamen van oorlogsbedreiging is oorzaak geweest, dat bij een onzer belangrijke plaatsen, die n.h.v. van bepaalde strategische beteekenis moet worden geacht, het waterzuiverings-etablisement werd gebouwd onmiddellijk naast de plaatselijke electrische centrale. Inderdaad was dat van eenig geldelijk voordeel door besparing op kabellengte. Maar nu liggen twee voor de betrokken plaats bepaald vitale bedrijven, die bovendien onderling afhankelijk zijn, gelijktijdig blootgesteld aan één aanval uit de lucht.

Watertorens zullen wel altijd blootgesteld blijven, evengoed als het buizenet, dat men onmogelijk diep genoeg zou kunnen ingraven. De maatregelen om de uitwerking van plaatselijke vernielingen te beperken blijven ten aanzien van het onderhavige gevaar geheel dezelfde als met het oog op aardbevingen aanbevolen. Herhalen heeft uiteraard geen zin. Een uitzondering wordt gemaakt voor de suggestie van het verzorgen eener eigen krachtbron in reserve, voor bedrijven die stroom van buiten betrekken en voor de waterverstrekking met huisreservoirs in de volkswijken.

Beide maatregelen worden van groote beteekenis geacht. De tweede in het bijzonder met het oog op brandgevaar in de doorgaans van licht ontvlambaar materiaal opgetrokken volkswoningen.

Ook voor deze verhandeling mocht wederom partij worden getrokken van de bekwame voorlichting van prof. ir. P. P. Bijlaard en prof. dr. ir. C. P. Mom, waarvoor een woord van dank zeer zeker verschuldigd is.

Bandoeng, September 1939.

