

MEDDELELSER FRA VEGDIREKTÖREN

NR. 12

Beregning av spikrete og limte bjelker av tre. — Registrerte motor-kjøretøyer i Norge pr. 31. desember 1943. — Faste vegdekker pr. 1. oktober 1944. — Litt om svenske skogbil-veger. — Trafikkuke i Halden 31. mai—5. juni 1943.

DESBR. 1944

BEREGNING AV SPIKRETE OG LIMTE BJELKER AV TRE

Av avdelingsingeniør Arne Selberg.

Avdelingsingeniør Arne Selberg har sendt oss en utredning om ovenstående spørsmål som vi gjengir nedenfor.

En vil dog knytte følgende innledende bemerkninger til hans redegjørelse:

Den nyeste form for anvendelse av tre til bærende brujelker er at bord av forskjellige dimensjoner spikres eller limes sammen til en bjelke med gurt og steg. Slike bruer har vært bygget i utlandet allerede før krigen og har i de seneste år av mangel på annet materiale også vært benyttet hos oss i flere tilfelle med spennvidder fra 7 til 25—30 m for lastklasse 2/1930.

Som permanente bruer på offentlige veger vil denne type neppe få anvendelse i normale tider med tilgang på annet og mer varig materiale.

Med hensyn til varigheten har en ingen erfaringer å bygge på. Av største betydning for bæreevne og varighet er det at spikringen utføres riktig og tilstrekkelig, således at bl. a. stegbordene festes forsvarlig til gurtene, og likeledes at materialene sorteres omhyggelig med minst mulig kvist i gurtbordene.

Avdelingsingeniør Torpp har i Meddelelsene nr. 10/1942 skrevet litt om disse bruer og behandlet kostnadsspørsmålet. I nedenstående artikkel behandler avdelingsingeniør Selberg det teoretiske beregningsgrunnlag for konstruksjonen og utleder formler hvoretter dimensjonering kan foretas.

Beregningen kan i den rent matematiske form den her er framstilt synes noe komplisert for den alminnelige ingeniør. I grove trekk utføres beregningen som for en vanlig bjelke med den forskjell at det bare regnes med gurtbordenes tverrsnitt når motstandsmomentet for bjelken skal bestemmes. De øvrige beregninger blir vesentlig dimensjonering av stegbord og beregning av spikertall.

Ved de her konstruerte spikrete trebjelkebruer har en ved bestemmelsen av spikerdimensjoner og antall spiker benyttet seg vesentlig av svenske og tyske forsøksresultater. Ved Generaldirektørens foranstaltning er det her i år foretatt en forsøksserie med spikerforbindelser. Resultatene av disse forsøk er under bearbeidelse av ingeniør Holt som vil utarbeide et sammendrag for „Meddelelsene” i den nærmeste framtid.

Vi går så over til ingeniør Selbergs utredning, hvori uttales følgende:

I den seinere tid har spikrete og til dels limte trekonstruksjoner fått en utstrakt anvendelse i hus og brukonstruksjoner. Bruken av tre som bygningsmateriale er nok svært krisebetonet fordi den ofte skyldes mangel på stål og sement, men det er neppe grunn til å tvile på at teknisk riktig utførte trekonstruksjoner også vil få en viss anvendelse i framtiden, for brubygnings vedkommende særlig som bygdevegsbruer og provisoriske bruer.

Det finnes i litteraturen svært få retningslinjer for den beregningsmessige behandling av de forskjellige arter av trekonstruksjoner, og det er da hensikten med dette arbeid å skaffe det nødvendige statiske beregningsgrunnlag for undersøkelse og dimensjonering av de mest alminnelige typer av spikrete trebjelker. Spikrete fagverk vil ikke bli behandlet, idet statikken for et sådant fagverk ikke skiller seg fra statikken for et tilsvarende stålfagverk og konstruksjonen av spikrete, limte eller boltede fagverk vil

vesentlig bli et spørsmål om den praktiske utforming av knutepunkt- og skjøt-detalljer.

De mest alminnelige typer av spikrete bjelker er vist i fig. 1, 2 og 3. I sin beregning kan alle bjelker med steg av 2 lag kryssende bord, fig. 1 a, b, c, tilbakeføres til en enkelt bjelke av type som fig. 1 a.

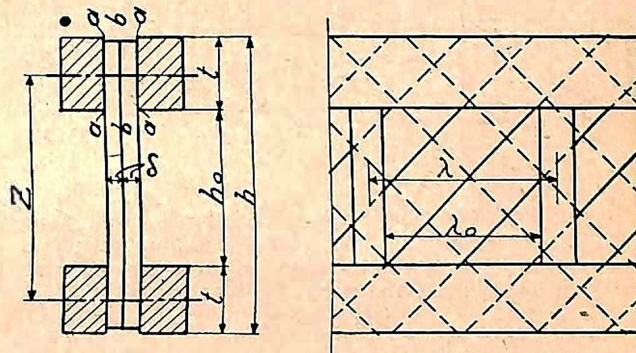


Fig. 1 a.

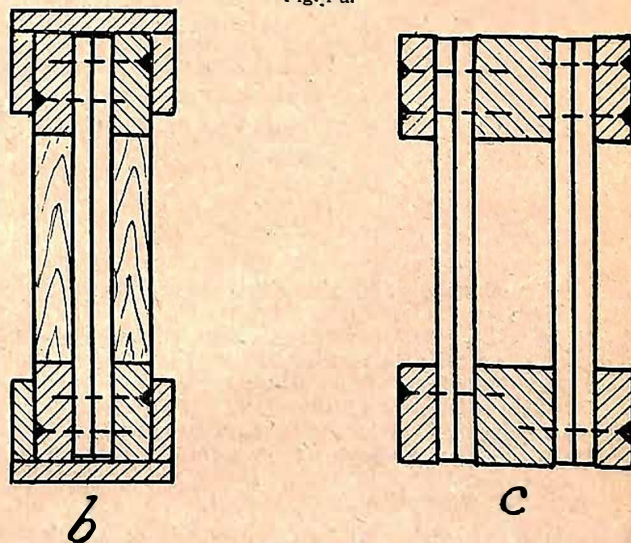


Fig. 1 b og c.

For å unngå å benytte så lange spiker kan det undertiden synes hensiktsmessig å spikre bjelkene i fig. 1 på en annen måte, fig. 2 a, b. Det statiske system blir da vesentlig endret og bjelker av denne art vil i det etterfølgende bli behandlet som en egen type.

Hvor steget består av 2 eller flere lag bord med samme skråning, fig. 3 a, b, c, kan beregningen tilbakeføres til en bjelke av type a eller b etter behag.

Beregning av bjelker med steg av krysslagte bord, fig. 1.

Det skal behandles en bjelke som skjematisk er framstilt i fig. 1 a. Betegnelser refererer også overalt hvor ikke annet er anført, til denne figur.

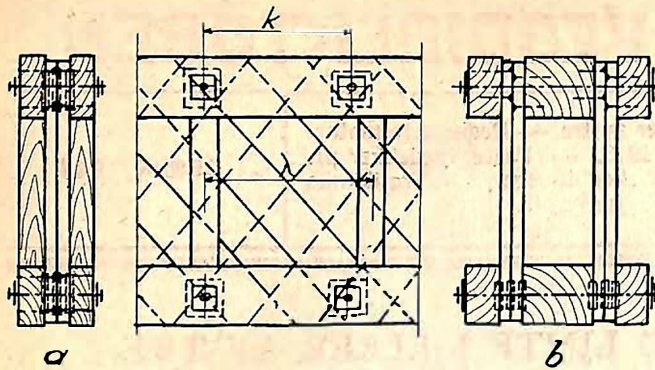


Fig. 2.

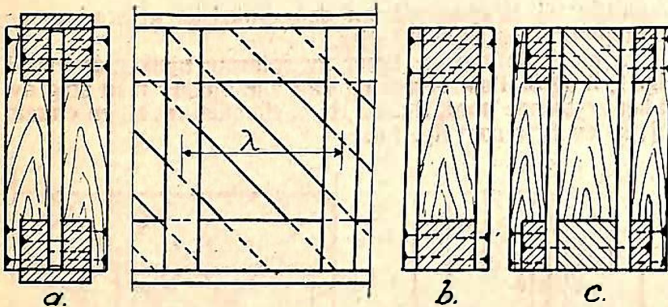


Fig. 3.

For opptagelse av moment M og aksialkraft A kan steget settes ut av betraktning, idet stegbordene bare er spikret ved flensene og hvor de støttes av avstivningsvertikaler. Vi har for bjelke med symmetriske flenser som vist i fig. 1 a:

$$I_n = F_n \left(\frac{z^2}{2} + \frac{t^2}{6} \right) \approx F_n \frac{z^2}{2} \quad (1)$$

$$W_n = \frac{I_n}{h} 2 = \frac{F_n}{h} \left(z^2 + \frac{t^2}{3} \right) \approx F_n \frac{z^2}{h} \quad (2)$$

Her er F_n netto flateinnhold av en gurt, I_n og W_n netto treghetsmoment og motstandsmoment.

$$\sigma_M = \pm \frac{M}{W_n} \approx \pm \frac{Mh}{F_n z^2}; \quad \sigma_A = \frac{A}{2 F_n} \quad (3)$$

Det er i alminnelighet tilstrekkelig å regne med de forenklete formler.

Er flensen sammensatt av flere lag, fig. 1 b, regnes ved spikrete bjelker innerste lamell 100% effektiv og for de etterfølgende lameller regnes en reduksjon til f. eks. 80, 60, 40, 20%, regnet innenfra og utover. Er bjelken spikret og limet eller bare limet regnes 100% effektivt av alle lag.

Før beregning av overgurten se også formler (12)–(19).

Beregning av stegbordene.

Vi betrakter et snitt av bjelken med skjærkraft Q . Skjærkraften vil være jevnt fordelt over alle stegbord som skjærer snittet og på en „enhets diagonal” med bredde „1”, se fig. 4, vil vi få en kraft D :

$$\frac{Q}{z \cos \varphi} = 2 D \sin \varphi, \quad D = \frac{Q}{z 2 \sin \varphi \cos \varphi} \quad (4)$$

For knekking av et diagonalbord med bredde „1” har vi følgende:

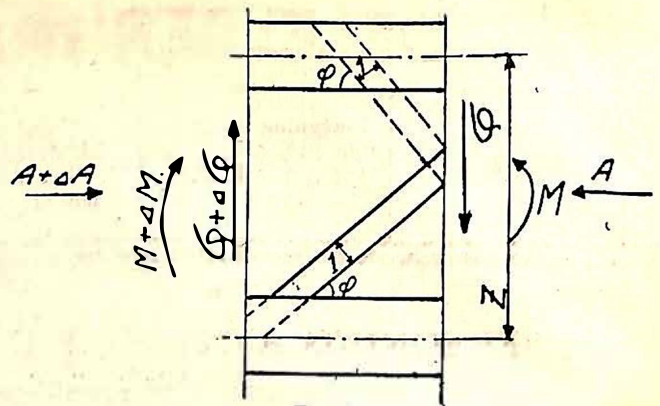


Fig. 4.

1. Bordet går fra flens til flens uten å skjæres av noen vertikalavstivning. Knekk lengden blir da $l_k = \frac{(\alpha z)}{\sin \varphi}$, hvor α er et mål for knekk lengdens reduksjon på grunn av innspenning:

$$\text{For slankheter} = \frac{l_k}{i} \geq 100, \text{ dvs. } \delta \leq \frac{(\alpha z) \sqrt{12}}{\sin \varphi 100}$$

$$P_k = \frac{\pi^2 E \frac{1}{12} I \delta^3}{\left(\frac{\alpha z}{\sin \varphi} \right)^2} = n D = n \frac{Q}{z 2 \sin \varphi \cos \varphi}$$

hvor n er sikkerheten.

Eller

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{n Q (\alpha z)^2 6}{\pi^2 E \sin^3 \varphi \cos \varphi}}, \quad \delta \leq \frac{(\alpha z) \sqrt{12}}{\sin \varphi 100}$$

For slankheter $\frac{l_k}{i} \leq 100$, dvs. $\delta \geq \frac{(\alpha z) \sqrt{12}}{\sin \varphi 100}$ har vi en knekkspenning $\sigma_k = a - b \frac{l_k}{i}$ og får som ovenfor:

$$\delta = \frac{1}{a} \left\{ \frac{n Q}{z 2 \sin \varphi \cos \varphi} + \frac{b (\alpha z) \sqrt{12}}{\sin \varphi} \right\}, \quad \delta \geq \frac{(\alpha z) \sqrt{12}}{\sin \varphi 100}$$

2. Skjærer diagonalen 2 eller flere avstivningsvertikaler blir knekk lengden mellom dem: $l_k = \frac{(\alpha \lambda)}{\cos \varphi}$. Vi får da:

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{n Q (\alpha \lambda)^2 6}{\pi^2 E \sin \varphi \cos^3 \varphi}}, \quad \delta \leq \frac{(\alpha \lambda) \sqrt{12}}{\cos \varphi 100}$$

$$\delta = \frac{1}{a} \left\{ \frac{n Q}{z 2 \sin \varphi \cos \varphi} + \frac{q (\alpha \lambda) \sqrt{12}}{\cos \varphi} \right\}; \quad \delta \geq \frac{(\alpha \lambda) \sqrt{12}}{\cos \varphi 100}$$

For trematerialer av den kvalitet som benyttes i stegbord vil vi ha $E \approx 100 \text{ t/cm}^2$, og en knekkspenning for $\frac{l_k}{i} \leq 100$

$\sigma_k \approx \left(0,3 - 0,002 \frac{l_k}{i} \right) \text{ t/cm}^2$. Med skråbord under hellingsvinkel $\varphi = 45^\circ$ fås følgende forenklete formler:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \sqrt[3]{\frac{n Q (\alpha z)^2}{41 z}}; \quad \delta \leq \frac{(\alpha z)}{20,4}, \\ \delta &= \left\{ \frac{n Q}{z} 3,3 + (\alpha z) 0,033 \right\}; \quad \delta \geq \frac{(\alpha z)}{20,4} \end{aligned} \right\} l_k = 1,41 (\alpha z) \quad (5)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \delta &= \sqrt[3]{\frac{nQ(\kappa\lambda)^2}{41z}}; \delta \leq \frac{(\kappa\lambda)}{20,4}, \\ \delta &= \left\{ \frac{nQ}{z} 3,3 + (\kappa\lambda) 0,033 \right\}; \delta \geq \frac{(\kappa\lambda)}{20,4} \end{aligned} \right\} l_k = 1,41(\kappa\lambda) \quad (6)$$

Idet det skal benyttes den formel som har den minste knekkengde l_k . n er sikkerheten (i alm. 3—4), og φ er en reduksjonsfaktor for innspenningsgraden av staven, som oftest vil man tilnærmet sette $\kappa z \approx h_0, \kappa \lambda \approx \lambda_0$, idet denne tilnærming er på den sikre side. Ofte vil stegbordenes tykkelse være gitt ut fra rent praktiske hensyn, det vil da være spørsmål om å finne den nødvendige avstand λ på avstivningene.

Vi får fra formlene ovenfor:

$$(\kappa\lambda) = \sqrt{\frac{\pi^2 E z \delta^3 \sin \varphi \cos^3 \varphi}{nQ}}; \delta \leq \frac{(\kappa\lambda)}{\cos \varphi} \frac{\sqrt{12}}{100},$$

$$(\kappa\lambda) = \left\{ \frac{\delta a}{\sqrt{12} b} \cos \varphi - \frac{nQ}{z} \frac{1}{2 \sin \varphi b \sqrt{12}} \right\}; \delta \geq \frac{(\kappa\lambda)}{\cos \varphi} \frac{\sqrt{12}}{100}$$

For $(\kappa\lambda) > \cotg \varphi (\kappa z)$ trengs det ingen vertikalavstivning for å hindre stegbordenes utkneking.

Ved vinkel $\varphi = 45^\circ$ og med de forenkende forutsetninger ovenfor får vi:

$$\left\{ \begin{aligned} (\kappa\lambda) &= \sqrt{\frac{41z\delta^3}{nQ}}; \delta \leq \frac{(\kappa\lambda)}{20,4}, \\ (\kappa\lambda) &= \left\{ \delta 30,6 - \frac{nQ}{z} 102 \right\}; \delta \geq \frac{(\kappa\lambda)}{20,4}, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

for $(\kappa\lambda) \geq (\kappa z)$ (dvs. $\lambda_0 \geq h_0$) trengs ingen avstivning av hensyn til stegbordenes knekking. For beregning av stegbordene se også avsnitt om ekstraspenninger.

Spikring mellom stegbord og flens.

For å overføre diagonalkreftene i stegbordene til flensen trengs i snitt a—a, se fig. 1 a, et antall spiker

$$S_a = \frac{Q}{z} \frac{1}{2 p_e}$$

hvor S_a er antall spiker i fuge a—a pr. lengdeenhet, og p_e er tillatt belastning på en enkeltsnittet spiker. I fuge b—b, fig. 1 a trengs tilsvarende:

$$S_b = \frac{Q}{z} \frac{1}{2 p_e} \operatorname{tg} \varphi$$

For $\varphi = 45^\circ$ blir

$$S_a = S_b = \frac{Q}{z} \frac{1}{2 p_e} \quad (8)$$

Ved spikrete bjelker hvor flensene består av flere lag f. eks. fig. 1 b, benytter man hensiktsmessig den regel at spikrens kraftoverføring i de forskjellige snitt regnes proporsjonal med det bruttotverrsnitt som ligger utenfor snittet.

Ved limete bjelker får vi tilsvarende en skjærspenning i limfugen:

$$D \cos \varphi = \tau_a t \frac{1}{\sin \varphi}; \tau_a = \frac{D \sin \varphi \cos \varphi}{t} = \frac{Q}{z t 2}$$

$$D \sin \varphi = \tau_b t \frac{1}{\sin \varphi}; \tau_b = \frac{D \sin^2 \varphi}{t} = \frac{Q}{t z 2} \operatorname{tg} \varphi$$

For $\varphi = 45^\circ$:

$$\tau_a = \tau_b = \frac{Q}{2 z t} \quad (9)$$

Spikring av stegavstivning.

Ved avstivning kan en ha et sprang i skjærkraft på ΔQ , f. eks. på grunn av enkeltlaster. Denne kraft skal fordeles utover stegbordene.

Et snitt mellom steget og avstivningen må da ha et antall spiker pr. lengdeenhet:

$$S_\lambda = \frac{\Delta Q}{2 z p_e}$$

og et snitt mellom de 2 lag stegbord må krysses av

$$S = S_\lambda \cotg \varphi = \frac{\Delta Q}{2 z p_e} \cotg \varphi$$

Ved $\varphi = 45^\circ$ får vi

$$S_\lambda = S = \frac{\Delta Q}{2 z p_e} \quad (10)$$

Her er p_e tillatt belastning på en enkeltsnittet spiker. Ved en limet konstruksjon fås tilsvarende

$$\tau_\lambda = \frac{Q}{2 t_\lambda h_0}; \tau = \frac{\Delta Q}{2 t_\lambda h_0} \cotg \varphi, \text{ se fig. 5.} \quad (11)$$

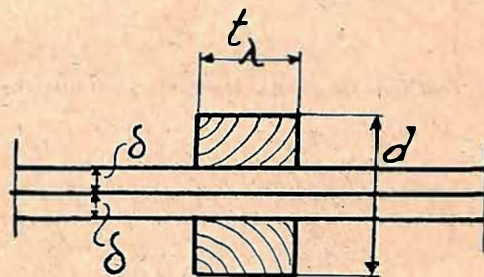


Fig. 5.

Dette siste forlanger at det smøres lim mellom stegbordene ved hver avstivning. Hvis dette faller vanskelig, bør avstivningen festes ved ren spikring.

For avstivning over opplager gjelder det samme resonnement, og vi får, altså at denne avstivning skal spikres eller limes for å kunne overføre en kraft lik opplagerkraften til stegbordene. Opplageringen må tilsvarende utføres således at opplagerkraften overføres til avstivningen og ikke til gurt og stegbord.

Skyldes spranget i skjærkraft ΔQ en ensidig festet tværbærer, må spikertallene og skjærspennningene ovenfor fordobles. For beregningen se også ligning (17) og (18).

Beregning av forskjellige ekstra spenninger i steg og avstivning.

Momenter fremkalt av skjærkraften på grunn av stegbordenes tykkelse, fig. 6.

Pr. lengdeenhet utøver stegbordene et moment M_δ :

$$M_\delta \frac{1}{\sin \varphi} = D \sin \varphi \delta = \frac{Q}{z} \frac{\delta}{2 \cos \varphi},$$

$$M_\delta = \frac{Q}{z} \frac{\delta}{2} \operatorname{tg} \varphi$$

Ved en spikret bjelke uten vertikale avstivninger må dette moment tas av stegbordene som bøyningsspennning, idet

gurtenes torsjonsstivhet som oftest vil være liten. Vi får da en eksentrisitet i stegbordene (se fig. 6):

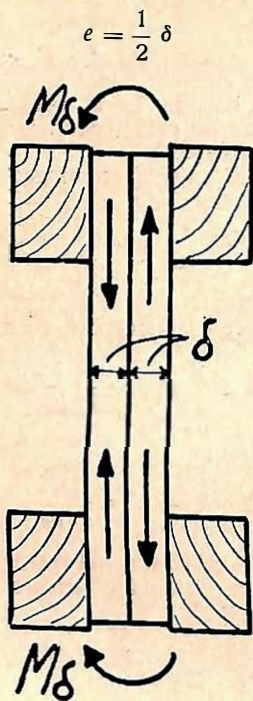


Fig. 6.

Og skjærkraften Q vil i stegbordene fremkalle spenningene

$$\sigma = \pm \left\{ \frac{D}{1 \cdot \delta} \pm \frac{D \frac{1}{2} \delta}{\frac{1}{6} 1 \cdot \delta^2} \right\} = \pm \left\{ 1 \pm 3 \right\} \frac{D}{\delta} = \pm \left\{ 1 \pm 3 \right\} \frac{Q}{z \delta 2 \sin \varphi \cos \varphi}$$

For $\varphi = 45^\circ$ fås:

$$\sigma = \pm \left\{ 1 \pm 3 \right\} \frac{Q}{z \delta}; \quad \sigma_{\text{maks}} = 4 \frac{Q}{z \delta}; \quad \sigma_{\text{min}} = -4 \frac{Q}{z \delta}$$

Som en ser skyldes den vesentligste del av spenningen eksentrisiteten.

Denne relativt store eksentrisitet gjør det nødvendig å anvende avstivninger og taler også for at man ved knekkberegning av stegbordene ikke velger å redusere knekk-lengden med noen vesentlig del av lengden, det vil derfor oftest passe bra å velge $(z) = h_0$ og $(z\lambda) = \lambda_0$.

Er stegbordene avstivet med vertikaler vil en del av momentet tas av vertikalerne. Først vertikalen bare opp-under gurtene, fig. 1 b, vil stegbordene måtte ta hele momentet i et snitt like under gurtene. Det beste er derfor å føre vertikalerne helt opp langs gurtene som f. eks. i fig. 3 a.

På vertikalen eller avstivningen vil falle et moment:

$$M_\lambda \approx M_\delta \lambda \frac{I_\lambda}{I_\lambda + \frac{1}{6} \delta^3 \sin^3 \varphi \lambda} = \frac{Q \delta \lambda}{z} \frac{I_\lambda}{2} \frac{I_\lambda}{I_\lambda + \frac{1}{6} \delta^3 \sin^3 \varphi \lambda},$$

her er I_λ treghetsmoment av vertikal (avstivning).

For I_λ kan vi tilnærmet sette: $I_\lambda \approx \frac{1}{12} t_\lambda d^3$.

Vertikalen blir foruten dette moment påkjent av det største sprang i belastning vi kan ha, f. eks. enkeltlast på bjelkeflensen eller lignende.

Som regel vil hensynet til den praktiske utførelse som f. eks. spikring være avgjørende for valg av dimensjoner for avstivningene.

Om en vil kontrollere vertikalen på knekking så må en erindre at aksialkraften i vertikalen avtar lineært, f. eks. for opplager vertikalen vil den være lik opplagerkraften i nedre ende og omtrent lik 0 i øvre ende. For beregningen henvises for øvrig til arbeidet over knekking av spikrede eller boltede søyler av tre.

Beregning av ekstraspenninger i overgurt når en punktlast angriper oppå gurtene.

Dette tilfelle er meget komplisert å forfølge statisk. For å få begrenset undersøkelsen en del gjør vi den forutsetning at vi har en bjelke uten vertikaler, og videre at ekstraspenningene kan behandles uavhengig av hovedpåkjenninger, dvs. superposisjonsprinsippet antas gyldig.

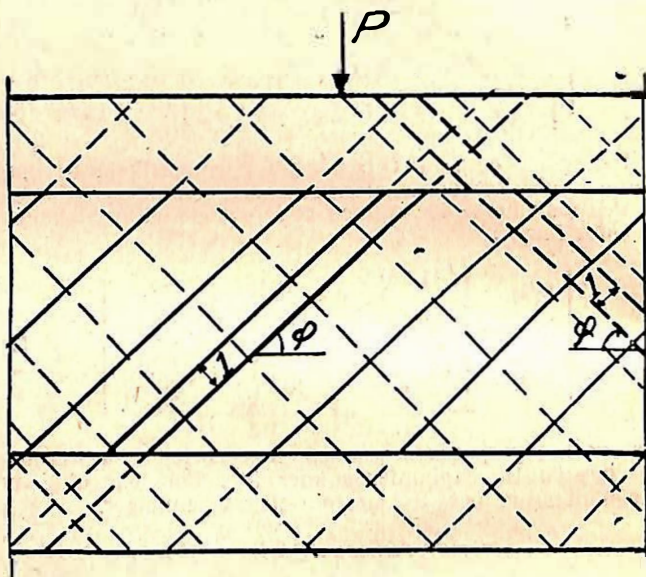


Fig. 7.

Et utsnitt av bjelken er vist i fig. 7. Vi antar for enkelthet skyld et konstant spikertall i alle snitt = S pr. lengdeenhet. Ved en belastning „1” pr. spiker svikter spikerforbindelsen γ lengdeenheter.

Kraften i en diagonal med bredde „1” kalles D' og 2 diagonaler som krysser i overgurt antas å ha samme belastning. D' er utelukkende den del av diagonalkraften som skyldes at P fordeles utover.

Overgurtens treghetsmoment er I_g .

Deformasjon av overgurt på grunn av svikt i spikring av gurtene:

Vert. komp. av D' :

$$\eta_1 = D' \sin \varphi \frac{\gamma}{S \frac{1}{\sin \varphi}} = D' \frac{\sin^2 \varphi}{S} \gamma$$

Hor. komp. av D' :

$$\eta_2 = D' \cos \varphi \frac{\gamma}{S \frac{1}{\sin \varphi}} \frac{1}{3} \cotg \varphi = D' \frac{\cos^2 \varphi}{3 S} \gamma,$$

idet overgurtens hindres i bevegelse i bruas lengderetning.

Deformasjon på grunn av spikring i undergurt og i $\beta - 1$ videre, gurtfester (diagonalkraften føres videre utover).

Vert. komp. av D' :

$$\eta_3 = D' \sin \varphi \frac{\gamma}{S \frac{1}{\sin \varphi} \beta} = D' \frac{\sin^2 \varphi}{S} \gamma \beta$$

Hor. komp. av D :

$$\eta_4 = D' \cos \varphi \frac{\gamma}{S \frac{1}{\sin \varphi}} \cotg \varphi \beta = D' \frac{\cos^2 \varphi}{S} \gamma \beta$$

idet undergurten hindres i bevegelse i bruas lengderetning, men er fri i høyderetningen.

På grunn av forkortelsen av diagonalbord og $\beta - 1$ videre diagonaler:

$$\eta_5 = D' \frac{z \frac{1}{\sin \varphi}}{\delta E} \frac{1}{\sin \varphi} \beta = D' \frac{z}{\delta E \sin^2 \varphi} \beta$$

Samlet nedsenkning av overgurt på grunn av spikerdeformasjon og forkortelse av diagonaler ved fordeling av en enkeltlast blir:

$$\eta = \Sigma \eta_n = D' \left\{ \frac{\gamma}{S} \left[(\sin^2 \varphi + \frac{1}{3} \cos^2 \varphi) + \beta (\sin^2 \varphi + \cos^2 \varphi) \right] + \frac{\beta z}{\delta E \sin^2 \varphi} \right\} = D' \left\{ \frac{\gamma}{S} \left[\frac{2 - \cos 2\varphi}{3} + \beta \right] + \frac{\beta z}{\delta E \sin^2 \varphi} \right\}$$

For overgurten kan vi sette opp følgende differential-ligning:

$$-\frac{d^2 M_g}{dx^2} = p(x) - \overline{p(x)} = I_g E \eta''''$$

Her er M_g moment i gurten, $p(x)$ er belastningen, i dette tilfelle en enkeltlast P i pkt. $x = 0$, og $\overline{p(x)}$ er reaksjonen fra diagonalbordene:

$$\overline{p(x)} \frac{1}{\sin \varphi} = 2 D' \sin \varphi;$$

$$\overline{p(x)} = 2 \sin^2 \varphi \frac{\eta}{\left\{ \frac{\gamma}{S} \left[\frac{2 - \cos 2\varphi}{3} + \beta \right] + \frac{\beta z}{\delta E \sin^2 \varphi} \right\}}$$

og $I_g E \eta'''' = -\frac{\gamma}{\overline{p(x)}}$ går over til:

$$I_g E \eta'''' + \frac{2 \sin^2 \varphi}{\left\{ \frac{\gamma}{S} \left[\frac{2 - \cos 2\varphi}{3} + \beta \right] + \frac{\beta z}{\delta E \sin^2 \varphi} \right\}} \eta = 0$$

Denne ligning er identisk med den vanlige ligning for bjelke på elastiske underlag, behandlet f. eks. i Beyer: Die Statik im Eisenbetonbau, Bind I.

Benytter vi den der anførte løsning fås:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 I_g E \left[\frac{\gamma}{S} \left(\frac{2 - \cos 2\varphi}{3} + \beta \right) + \frac{\beta z}{\delta E \sin^2 \varphi} \right]}{2 \sin^2 \varphi}}$$

hvor L er en for løsningen karakteristisk størrelse.

$$M_{g \text{ maks}} = \frac{PL}{4}; \eta_{\text{maks}} = \frac{P}{4 L \sin^2 \varphi} \left[\frac{\gamma}{S} \left(\frac{2 - \cos 2\varphi}{3} + \beta \right) + \frac{\beta z}{\delta E \sin^2 \varphi} \right]; D'_{\text{maks}} = \frac{P}{4 L \sin^2 \varphi}; \overline{p(x)}_{\text{maks}} = \frac{P}{2L}$$

For å kunne benytte de tidligere fundne formler for beregning av steg-bordene, finner vi en ekvivalent skjærkraft Q' :

$$Q' = 2 D'_{\text{maks}} z \sin \varphi \cos \varphi = \frac{Pz}{2L} \cotg \varphi$$

Påkjenninger i stegbord og spiker kan finnes ved å innføre Q' i formlene (5)–(11).

Største påkjenning på spikrene blir:

$$\Delta p_e = \frac{\overline{p(x)}_{\text{maks}}}{2S} = \frac{P}{4LS}, \quad (12)$$

eller ved limede konstruksjoner:

$$\Delta \tau = \frac{\overline{p(x)}_{\text{maks}}}{t \cdot 1 \cdot 2} = \frac{P}{4Lt}. \quad (13)$$

Ved beregning av limede konstruksjoner må innføres spikerdeformasjon $\gamma = 0$.

Ved vanlig utførelse av bruene med $\varphi = 45^\circ$ fås følgende forenklete formler:

$$L = \sqrt[4]{4 I_g E \left[\frac{\gamma}{S} (0,67 + \beta) + \frac{2 \beta z}{\delta E} \right]} \quad (14)$$

$$\eta_{\text{maks}} = \frac{P L^3}{8 I_g E}; D'_{\text{maks}} = \frac{P}{2L}; Q' = \frac{Pz}{2L} \quad (15)$$

$$M_{g \text{ maks}} = \frac{PL}{4} \quad (16)$$

Antall stegbord som deltar i deformasjonen kalles β . På grunn av avstivningene vil ikke β svare til det antall bord som må passeres for å føre krefter fra angreps-punkt og til opplager. Undergurtens stivhet vil også virke fordelende og derved redusere β . β vil vel derfor i en god konstruksjon ligge under 1 à 2 i tallverdi. En brukbar regel vil det vel være å si at diagonalene skal regnes så langt at avstivningene skjærer en enhetsdiagonal med kraft D'_{maks} med et spikertall $\eta = \frac{D'_{\text{maks}}}{p_e}$, hvor p_e er tillatt kraft på en enkelt snittet spiker. Eller:

$$\beta = \frac{D'_{\text{maks}} \lambda}{S_\lambda p_e z} \tg \varphi = \frac{P \lambda}{2L S_\lambda p_e z \sin 2\varphi},$$

hvor S_λ er antall spiker gjennom avstivning pr. lengde-enhet.

Ved $\varphi = 45^\circ$ får:

$$\beta = \frac{P \lambda}{2L S_\lambda p_e z}; S_\lambda = \frac{P \lambda}{2L \beta p_e z} \quad (17)$$

β bør aldri regnes mindre enn 1.

Ved limede konstruksjoner gjelder alle formler uforandret ved å sette spikerdeformasjonen $\gamma = 0$.

Blir også avstivningene limet (lønner seg neppe), må β beregnes ut fra skjærspenning mellom diagonal og avstivning. Vi får da:

$$\beta = \frac{D'_{\text{maks}} \lambda}{t_\lambda \tau z} \tg \varphi = \frac{P}{2L t_\lambda \tau z \sin 2\varphi},$$

ved $\varphi = 45^\circ$:

$$\beta = \frac{P \lambda}{2L t_\lambda \tau z}; \tau = \frac{P \lambda}{2L t_\lambda \beta z} \quad (18)$$

hvor τ er tillatt påkjenning på limfuge på avskjæring (i alm. lik tillatt påkjenning på tre || fibre).

Hvis man istedenfor en enkeltlast har en fordelt belastning (f. eks. et hjultrykk fordelt på flere strøved), kan man benytte de i fig. 8, 9 og 10 anførte influenslinjer.

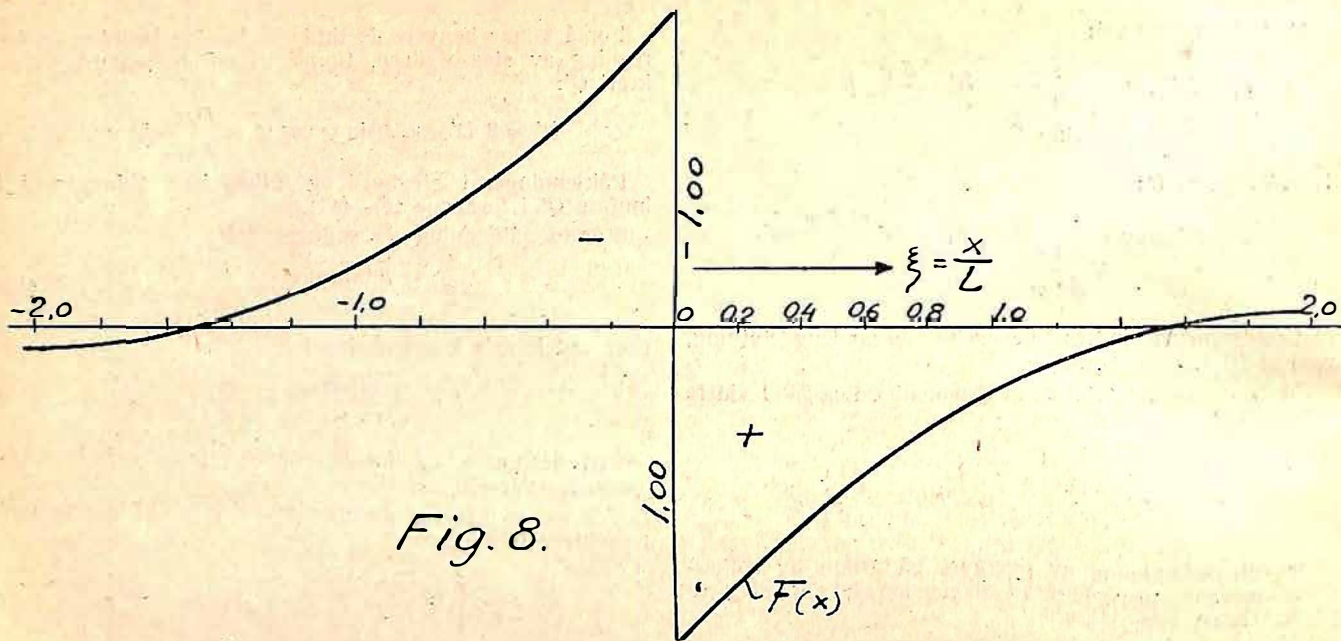


Fig. 8.

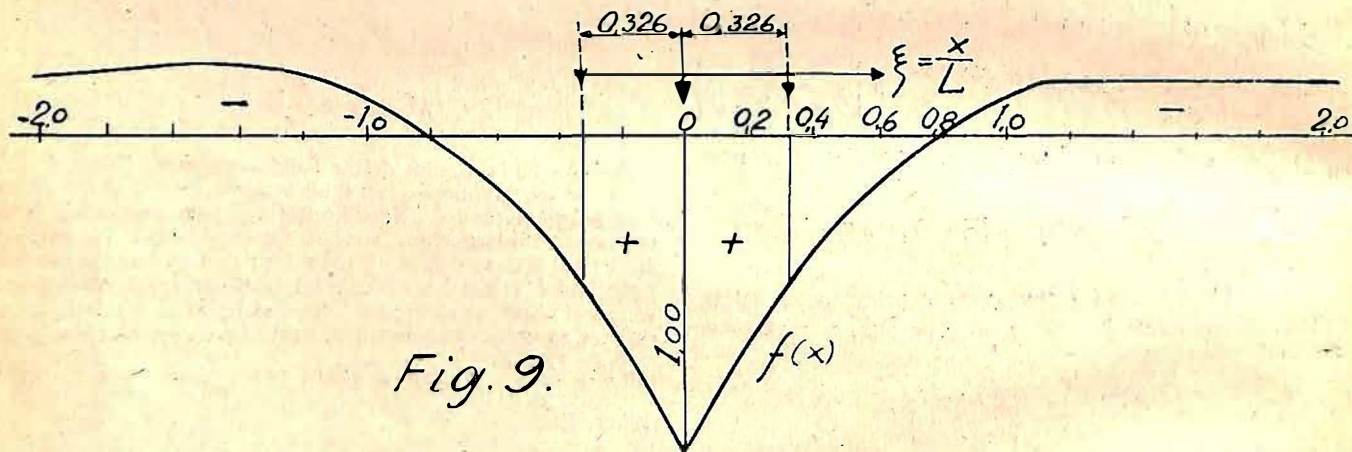


Fig. 9.

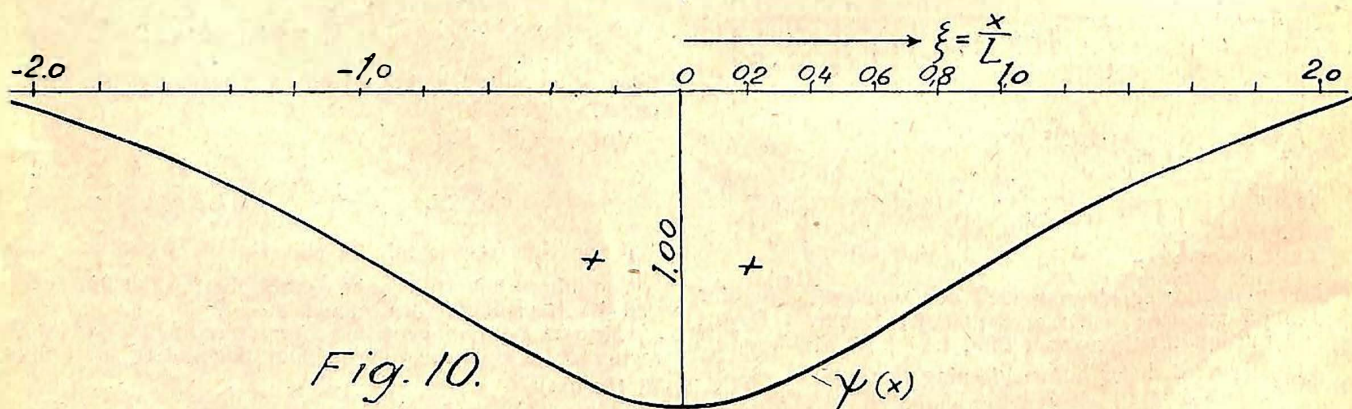


Fig. 10.

Influenslinjene er av typen

$$\left. \begin{aligned} Q_g &= \frac{1}{2} \sum P F(\xi); \quad Q_g \text{ er skjærkraft i overgurt, } \xi = \frac{x}{L} \\ M_g &= \frac{L}{4} \sum P f(\xi) \\ \eta &= \frac{L^3}{4 E J_g} \sum P \psi(\xi); \quad D' = \overline{p(x)} = \frac{1}{2L} \sum P \psi(\xi); \\ Q' &= \frac{z}{2L} \sum P \psi(\xi) \end{aligned} \right\} (19)$$

Hermed er utledet alle nødvendige formler for beregning av bjelker som vist i fig. 1. Ved bjelker hvor ikke flensene er parallelle, se fig. 11, må formlene korrigeres idet en del av skjærkraften vil bli opptatt av gurtkreftene.

I et snitt av en bjelke, fig. 11, opptrer en skjærkraft og et samtidig moment M .

Vi har da:

$$S_M = \pm \frac{M}{z \cos \frac{\alpha}{2}}; \quad S_A = \frac{A}{\cos \frac{\alpha}{2}} \quad (20)$$

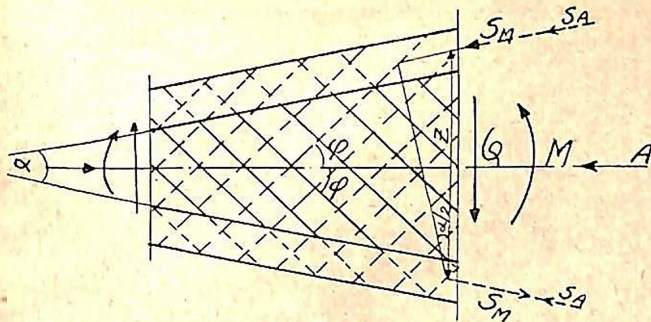


Fig. 11.

Den del av skjærkraften som må tas av stegbordene blir:

$$Q_{red.} = Q - 2 S_M \sin \frac{\alpha}{2} = Q - 2 \frac{M}{z} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \quad (21)$$

Denne reduserte verdi av skjærkraften $Q_{red.}$ kan så benyttes i de tidligere utviklede formler for bjelker med parallelle gurter istedenfor den vanlige skjærkraft Q .

Beregning av bjelker som vist i fig. 2.

Fordelen ved denne type bjelker er den enklere og bekvemmere spikring, på den annen side kommer boltene som en ekstra utgift. Konstruksjonsmåten er benytte en del av forskjellige ingeniører.

Statisk har konstruksjonen den feil at det framkommer betydelige momenter i gurtene, idet kraften mellom de to lag skråbord bare kan overføres ved boltene. Matematisk lar dette seg forholdsvis lett forfølge, idet vi kan betrakte gurtene som bjelke på elastisk underlag belastet med enkeltlaster svarende til kraften i boltene. Da konstruksjonen ikke er å anbefale, skal det ikke bli gjennomført noen nøyaktig undersøkelse her, men en tilnærmet beregning skal anføres.

For skjærkraften i boltene, dvs. den kraft boltene må overføre, har vi:

$$Q_b = \frac{Qk}{2z} \operatorname{tg} \varphi \quad (22)$$

Antas kraften i skråbordene å være konstant ved en gitt skjærkraft Q får vi et moment i gurtene, midt mellom 2 bolter

$$\left. \begin{aligned} \Delta M_1 &\approx \pm Q_b \frac{k}{24} = \pm \frac{Qk^2}{48z} \operatorname{tg} \varphi, \\ \Delta M_2 &\approx \mp Q_b \frac{k}{12} = \mp \frac{Qk^2}{24z} \operatorname{tg} \varphi \end{aligned} \right\} \text{ og ved boltene} \quad (23)$$

Disse formler vil i alminnelighet gi litt for store momenter. De beregnede momenter må tas av halve gurtene.

For bjelker av denne konstruksjon øker spikertallet eller skjærspenningen (lign. (8) og (9)) i snitt mellom gurt og stegbord med en faktor $\frac{1}{\sin \varphi}$.

Ved $\varphi = 45^\circ$ gir dette

$$S_a = \frac{Q\sqrt{2}}{2z p_e}; \quad \tau_a = \frac{Q\sqrt{2}}{2zt} \quad (24)$$

De øvrige formler for bjelke av type som fig. 1, gjelder uforandret også i dette tilfelle.

På grunn av momentene ΔM vil konstruksjonsmåten vist i fig. 2 ikke være å anbefale, idet denne type vil kreve vesentlig større gurtverrsnitt og i det hele falle dyrere enn bjelker av type som fig. 1.

Beregning av bjelker som vist i fig. 3.

Denne bjelketype er forholdsvis meget anvendt, og anbefales av mange ingeniører. Svakheten i konstruksjonen er at vi likesom for type 2 får betydelige momenter i gurtene. I dette tilfelle vil momentene tilnærmet bli:

$$\Delta M_1 \approx \pm \frac{Q\lambda^2}{24z} \operatorname{tg} \varphi; \quad \Delta M_2 \approx \mp \frac{Q\lambda^2}{12z} \operatorname{tg} \varphi \quad (25)$$

Momentene opptas av hele gurtverrsnittet, formlene gir noe for store momenter.

For spikring i flensene får en for bjelker av type 3 a, b:

$$S_a = \frac{Q\sqrt{2}}{2z p_e}; \quad \varphi = 45^\circ, \quad (26)$$

og vertikalen får en kraft

$$V = \frac{Q\lambda\sqrt{2}}{z}; \quad \varphi = 45^\circ \quad (27)$$

Denne kraft må overføres til gurtene ved spikring, liming eller ved anlegg.

En økonomisk sammenligning mellom bjelker av type fig. 1 og 3, vil nesten alltid vise at type 1 er mest hensiktsmessig. Den vesentligste fordel ved type 3 er at gurtene, om ønskes, kan utføres av en vanlig firkant box, og hvor dette kan være av vesentlig betydning, kan konstruksjonen forsvares, ellers er den ikke å anbefale.

Bjelker av type 2 og 3 har videre den mangel at spikerpåkjenningen som regel vil være meget ujevn, idet det på grunn av gurtene deformasjoner fra bøyingsmomenter ΔM vil være en tendens til at bare spiker ved bolt eller vertikal er i funksjon. Bjelken kan med andre ord ved svake gurter få karakter av et fagverk hvor vesentlig diagonalbord som går fra bolt til bolt eller vertikal til vertikal er i funksjon.

For beregning av spikrede forbindelser gjenstår oppgaver over tillatte belastninger p_e pr. spiker og spikrenes deformasjon γ pr. enhetslast. For de i Norge vanlig anvendte spikerdimensjoner foreligger det forholdsvis få undersøkelser, og forsøksmaterialet er lite. En oversikt over disse ting vil bli behandlet i en senere artikkel.

For tillatte påkjenninger på tre og spiker henvises for øvrig til forskriftene.

Med spiker er i denne artikkel ment trådstift, smidd spiker eller såkalt bygningsspiker bør ikke anvendes av hensyn til sprekkefare.

Beregningseksempel.

Som eksempel skal vi undersøke et snitt av bjelken ved en større kontinuerlig bjelkebru. Bjelken har et tverrsnitt som vist i fig. 12. Det mest påkjente snitt er ved et opplager,

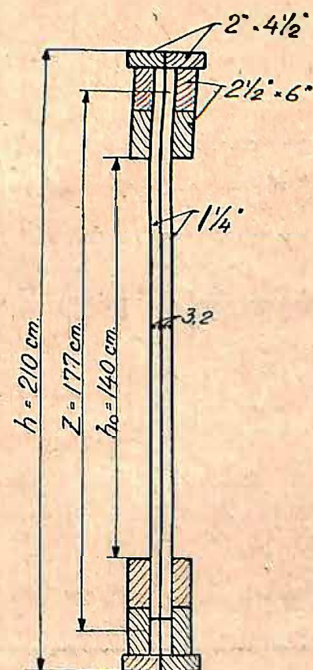


Fig. 12.

Forts. fra side 139

og vi har her følgende momenter og skjærkrefter: $M = -63 \text{ t/m}$, $Q = 20,3 \text{ t}$. Gurbordene har alle 100% virkningsgrad. Stegbordene står under $\varphi = 45^\circ$ vinkel. Største hjultrykk er 3 tonn, med rystelse 35% får vi $P = 1,35 \cdot 3 = 4,05$ tonn.

Det vil bare bli utført et par karakteristiske beregninger for å få demonstrert framgangsmåten.

Ifølge lign. (3) får vi en bøyningsspenning i gurt:

$$\sigma \approx \mp \frac{M h}{F n z^2} = \mp \frac{6300 \cdot 200}{503 \cdot 177^2} = \mp 0,084 \text{ t/cm}^2 = \mp 84 \text{ kg/cm}^2$$

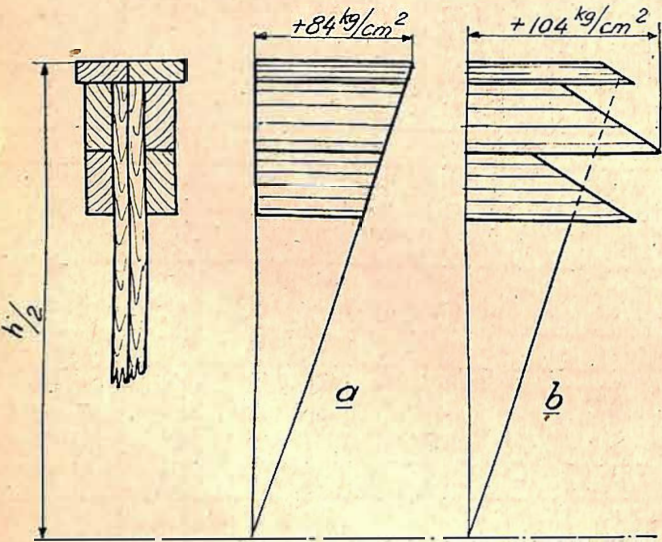


Fig. 13.

Vanlig tillatt spenning er 90 kg/cm^2 . Spenningsforløp i overgurt er vist i fig. 13 a. Maximal avstand for avstivninger blir etter ligning (7):

$$(\alpha \lambda) = \left\{ \delta \cdot 30,6 - \frac{nQ}{z} 102 \right\} = \left\{ 3,2 \cdot 30,6 - \frac{4 \cdot 20,3}{177} 102 \right\} = 51 \text{ cm}, \delta = 3,2 \geq \frac{(\alpha \lambda)}{20,4} = 2,5$$

Brua er utført med $\lambda = 50$ ved opplager.

For spikring av gurtene har vi lign. (8):

$$S_a = S_b = \frac{Q}{z} \frac{1}{2 p_e} = \frac{20,3}{177 \cdot 2 \cdot 0,09} = 0,68 \text{ stk. snitt av } 7''$$

spiker pr. l. cm. Spikrene er så vidt lange at de kan regnes effektive også for den del som trenger inn i den motstående gurt. Vi trenger altså $100 \cdot 0,68 \cdot \frac{1}{2} = 34$ stk. $7''$ spiker

pr. l. m. Utføres med 55 stk., dvs. $S_a = 1,1$ av hensyn til fordelingen av hjultrykk på gurtene.

Steg avstivning må ha (10):

$$S_\lambda = S = \frac{\Delta Q}{2 z p_e} = \frac{4,05}{2 \cdot 177 \cdot 0,09} = 0,127 \text{ spikersnitt pr. cm, utført med } = 0,111 \text{ eller } 7'' \text{ spiker i avstand } \approx 9 \text{ cm.}$$

Beregning av ekstraspenninger i gurtene på grunn av hjultrykk som direkte overføres til overgurt.

Overgurtens treghetsmoment:

$$I_g = 4^{1/12} 2^{1/2} \cdot 15^3 \cdot 2,54^4 + \frac{1}{12} 9 \cdot 2^3 \cdot 2,54^4 = 7750 \text{ cm}^4$$

Idet en må regne at gurtbordene virker hver for seg.

$$W_g = \frac{7750}{7,5} = 1030 \text{ cm}^3$$

$$S = S_a = 2 \frac{55}{100} = 1,1 \text{ spiker pr. cm. } \gamma \approx 1 \text{ cm/t.}$$

For β antas foreløpig $\beta \approx 1$. $E \approx 100 \text{ t/cm}^2$. Etter (14):

$$L = \sqrt[4]{4 I_g E \left[\frac{\gamma}{S} (0,67 + \beta) + \frac{2 \beta z}{\delta E} \right]} = \sqrt[4]{4 \cdot 7750 \cdot 100 \left[\frac{1}{1,1} (0,67 + 1) + \frac{2 \cdot 1 \cdot 177}{3,2 \cdot 100} \right]} = 53,6 \text{ cm}$$

For å få $\beta = 1$ må vi minst ha et spikertall i vertikalen (17):

$$S_\lambda = \frac{P \lambda}{2 L \beta p_e z} = \frac{4,05 \cdot 50}{2 \cdot 53,6 \cdot 1 \cdot 0,09 \cdot 177} = 0,118 \text{ spiker/cm}$$

mot utført 0,111.

Regnes lasten som en konsentrert belastning får vi lign. (16):

$$M_g \text{ maks} = \frac{P L}{4} = \frac{4,05 \cdot 53,6}{4} = 54 \text{ tcm}$$

Gurtspenningen blir:

$$\sigma = \frac{M_g}{W_g} = \frac{54}{1030} = 0,052 \text{ t/cm}^2 = 52 \text{ kg/cm}^2$$

Tar vi hensyn til at lasten fordeler seg på f. eks. 3 strøved i avstand $7'' = 17,5 \text{ cm}$, får vi:

$$\xi = \frac{x}{L} = \frac{17,5}{53,6} = 0,326, \text{ se fig. 9, og etter ligning (19):}$$

$$M_g = \frac{L}{4} \sum P f(x) = \frac{53,6}{4} \frac{4,05}{3} (1 + 2 \cdot 0,46) = 35 \text{ tcm}$$

og bøyningsspenningen blir:

$$\sigma = \frac{M_g}{W_g} = \frac{35}{1030} = 0,034 \text{ t/cm}^2 = 34 \text{ kg/cm}^2$$

Den vanlige bøyningsspenning er beregnet ovenfor til ca. $\pm 84 \text{ kg/cm}^2$ i overkant av gurtene, se fig. 13 a. Bøyningsspenningen adderer seg til som vist i fig. 13 b. Største spenning blir: $+ 104 \text{ kg/cm}^2$. Ved så vidt nøyaktig beregning som her kan man vel gå til $+ 125 \text{ kg/cm}^2$ som største påkjenning.

Den største påkjenning på spikrene blir når en regner at P overføres som en konsentrert last (12):

$$\Delta p_e = \frac{P}{4 L S} = \frac{4,05}{4 \cdot 53,6 \cdot 1,1} = 0,017 \text{ t/spiker}$$

dvs. en ufarlig belastning pr. spiker.

Fra opptagelsen av den vanlige skjærkraft er spikrene påkjent med (8):

$$p_e = \frac{Q}{2 z S_a} = \frac{20,3}{2 \cdot 177 \cdot 1,1} = 0,052 \text{ t/spiker}$$

Samlet tillatt belastning på spiker antas å være $p_e \approx 0,09 \text{ t/spiker}$.

Spikrene i gurtene blir altså relativt lavt påkjent, men spikertallet bør opprettholdes, da en minsking av S fører til at parameteren L lign. (14) øker, og dermed øker også momentet som gurtene må ta.

FASTE VEGDEKKER PR. 1. OKTOBER 1944

De siste årene er det ikke blitt lagt faste vegdekker som følge av mangel på materialer og arbeidskraft. Til kontroll og eventuell korreksjon ble det likevel innhentet oppgaver for 1944.

Alt i alt er det pr. 1. oktober 1944 lagt faste dekker på 1556,6 km veg mot 1580,9 km i 1942. Nedgangen faller vesentlig på overflatebehandlede vegger (tabell 1). Den skyldes formentlig mangelen på materialer, da det lille

Tabell 1. Lengden av faste dekker på offentlige vegger pr. 1. oktober 1944.

Vegdekke	I Riksveg km	II Fylkesveg km	I + II Hovedveg km	III Herredsveg km	Fast dekke i alt pr. 1/10 44 km	Fast dekke pr. 1/10 42 km
Gatestein	91,74	15,37	107,11	3,53	110,64	110,3
Sementbetong	68,41	11,35	79,76	2,79	82,55	82,3
Essenasfalt o. l.	114,60	4,58	119,18	26,76	145,94	147,7
Åpen asfalt og tjærebetong	131,48	3,68	135,16	21,29	156,45	161,7
Topplagsfylling og annen bit. makadam	63,47	8,39	71,86	36,66	108,52	107,4
Vegblandingsdekke	189,64	20,62	210,26	18,75	229,01	234,2
Oveflatebehandlet o. l.	497,96	39,99	537,95	150,26	688,21	703,4
Andre typer	25,98	6,98	32,96	2,32	35,28	33,9
Fast dekke ialt	1183,28	110,96	1294,24	262,36	1556,60	1580,9

Tabell 2. Lengden av faste dekker på offentlige vegger pr. 1. oktober 1944, fylkesvis fordelt.

Fylke	a Riksveger km	b Fylkesveger km	c = a + b Hovedveger km	d Herredsveger km	e = c + d I alt pr. 1/10 44 km	f I alt pr. 1/10 42 km
Østfold	115,24	32,94	148,18	3,62	151,80	167,1
Akershus	304,95	24,51	329,46	232,74	562,20	562,1
Hedmark	63,94	1,26	65,20	0,34	65,54	65,6
Opland	137,73	7,03	144,76	0,54	145,30	145,6
Buskerud	62,10	2,35	64,45	0,50	64,95	65,1
Vestfold	128,81	25,37	154,18	12,93	167,11	170,7
Telemark	36,29	2,30	38,59	—	38,59	38,6
Aust-Agder	21,41	—	21,41	0,15	21,56	20,7
Vest-Agder	82,99	0,71	83,70	2,15	85,85	85,9
Rogaland	62,83	0,87	63,70	1,31	65,01	69,1
Hordaland	34,28	11,98	46,26	4,51	50,77	50,8
Sogn og Fjordane	31,95	0,10	32,05	1,50	33,55	33,5
Møre og Romsdal	18,24	—	18,24	0,55	18,79	18,8
Sør-Trøndelag	67,01	1,54	68,55	1,52	70,07	70,0
Nord-Trøndelag	11,61	—	11,61	—	11,61	13,4
Nordland	—	—	—	—	—	—
Troms	3,40	—	3,40	—	3,40	3,4
Finnmark	0,50	—	0,50	—	0,50	0,5
Hele landet	1183,28	110,96	1294,24	262,36	1556,60	1580,9

Tabell 3. Leirstabiliserte dekker på offentlige vegger. Utført arbeid 1944 samt lengden pr. 1. oktober 1942 og 1944, fylkesvis fordelt.

Fylke	Utført arbeid 1944 km	Alle vegger pr. 1/10	
		1944 km	1942 km
Østfold	—	1,20	1,20
Akershus	—	14,00	12,00
Hedmark	16,70	70,46	52,50
Opland	3,66	16,04	12,40
Buskerud	8,56	23,42	14,80
Vestfold	19,30	47,76	28,50
Telemark	4,60	14,02	9,40
Aust-Agder	—	49,20	—
Vest-Agder	0,70	4,00	—
Rogaland	5,30	18,50	5,90
Hordaland	—	50,77	—
Sogn og Fjordane	—	33,55	—
Møre og Romsdal	—	18,79	—
Sør-Trøndelag	—	5,30	5,30
Nord-Trøndelag	—	—	—
Nordland	—	—	—
Troms	—	—	—
Finnmark	—	—	—
Hele landet	58,82	367,01	142,00

kvantum som er erholdt fortrinsvis er nytt til reparasjon av høyverdigere dekker. Av den fylkesvise fordeling (tabell 2) går det dessuten fram at nedgangen er begrenset til fylkene Østfold, Vestfold, Rogaland og Nord-Trøndelag. For Østfolds vedkommende er veger med fast dekke i Jeløy herred no ikke medtatt, da herredet er innlemmet i Moss by.

Veger utstyrt med leirstabiliserte dekker viser en relativ stor økning, nemlig 225 km fra 1942 (tabell 3). Av disse ble 166,2 km utført i 1943, 58,8 km i 1944. Arbeidsdriften med disse dekker var med andre ord atskillig større i 1943 enn i 1944.

En viser ellers til de nevnte tabeller samt tabell 4.

Tabell 4. Faste dekker på riksvegene pr. 1. oktober 1944, fordelt på vegdekke og fylke.

Fylke	Vegdekke								
	Gatestein km	Sement- betong km	Essen- asfalt o. l. km	Åpen asfalt og tjære- betong km	Topplags- fylling og annen bit- makadam km	Veg- blandings- dekke km	Overflate- behandlet o. l. km	Andre typer km	Alle dekker pr. 1/10 44 km
Østfold	47,96	10,92	—	—	—	28,75	24,74	2,87	115,24
Akershus	16,98	32,56	17,98	36,77	11,19	76,24	113,23	—	304,95
Hedmark	—	—	1,72	30,66	7,44	12,73	11,39	—	63,94
Opland	—	0,50	14,26	19,82	2,65	38,85	61,65	—	137,73
Buskerud	15,70	5,80	3,95	0,67	11,70	9,20	15,08	—	62,10
Vestfold	8,20	16,40	7,00	30,50	—	7,30	59,41	—	128,81
Telemark	1,04	2,23	12,99	—	4,43	1,44	14,16	—	36,29
Aust-Agder	0,87	—	—	—	—	2,15	18,39	—	21,41
Vest-Agder	—	—	23,38	—	—	0,27	58,93	0,41	82,99
Rogaland	0,53	—	21,94	—	—	—	39,04	1,32	62,83
Hordaland	0,46	—	1,96	1,72	22,09	2,40	1,90	3,75	34,28
Sogn og Fjordane	—	—	—	0,38	—	—	13,94	17,63	31,95
Møre og Romsdal	—	—	5,96	—	2,87	4,93	4,48	—	18,24
Sør-Trøndelag	—	—	1,16	10,56	—	1,20	54,09	—	67,01
Nord-Trøndelag	—	—	—	—	—	4,18	7,43	—	11,61
Nordland	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Troms	—	—	2,30	—	1,10	—	—	—	3,4
Finnmark	—	—	—	0,40	—	—	0,10	—	0,50
Hele landet	91,74	68,41	114,60	131,48	63,47	189,64	497,96	25,98	1183,28

LITT OM SVENSKESKOGBIL-VEGER

I «Svenska Vägföreningens Tidskrift» nr. 4, for mai 1944, har sivilingenjör J. Ståel von Holstein skrevet en artikkel om «Skogsbilvägar» hvorfra en tillater seg å meddele noen opplysninger og data som også vil være av interesse og betydning for norske forhold.

Hvilken rolle de hittil utbyggede skogsveger spiller i vårt naboland framgår av forfatterens uttalelse: vi kan for en stor del takke skogsvegen for at landets brensel-forsyning under krigsårene er blitt løst på en så tilfredsstillende måte.

Man har ingen offentlig statistikk over lengden av skogsbilvegene i Sverige. Bare i statens skoger som omfatter nesten en femtedel av landets skogsareal finnes det no ca. 7000 km skogsbilveger av forskjellig slag, men opplyses det, vegnettet er enno ikke på langt nær ferdig utbygd. Det opplyses videre at i årene 1933—40 ble det i private skoger bygget ca. 1300 km bilveg med statsbidrag. I årene 1927—39 ca. 1800 km uten bidrag. Det ytterlige behov for private skoger anslåes til ca. 17000 km veg. For at denne veglengde skal kunne utnyttas antas det imidlertid nødvendig å foruten nevnte veger å ombygge ca. 5000 km utfartsveger som slutter seg til skogsvegene.

Denne ikke ubetydelige vegbestand som jo utgjør vegnettets fineste forgreninger, er i Sverige som hos oss mindre kjent for de fleste vegmenn. Dette kommer vel bl. a. av at skogsvegen vanligvis bare trafikkeres av skogbrukets folk. Ingeniør von Holstein mener imidlertid at en annen grunn til at disse veger er så lite kjent er at vegteknikken enno i alt for lite omfang har fått med planlegging og bygging av disse veger å gjøre. Dette arbeid har i Sverige hittil hovedsakelig vært utført av forstmestre og skogvoktere. Forfatteren finner dette

også naturlig, men unnlater ikke å påpeke at det vilde være både økonomisk og teknisk fordelaktig for skogsvegen om skogbrukets folk søkte øket kontakt med vegteknikerne.

Étt skritt i denne retning har imidlertid «Vänmlands skogarbetsstudier» gjort, idet det har innledet samarbeid med Statens Väginstutut for å få nærmere utredet teleskade- og vedlikeholdsspørsmål vedr. skogsvegene.

Byggingen av skogsvegene foregår i Sverige som hos oss som regel i egen regi. Arbeidet settes gjerne bort til skogsarbeidere som derved får en utmerket avveksling i arbeidet. Vante, spesialiserte vegarbeidere brukes i allminnelighet ikke. Dette forhold mener forfatteren gjør at kravet til sakkynndig ledelse og kontroll blir enno større.

Ved skogsveganleggene nyttes som oftest ingen spesielle tekniske hjelpemidler utover den vanlige håndredskap. Man har dog ved anlegg i statens skoger prøvd noen mindre steinborremaskiner med godt resultat. Det er en type «Warsop» som forarbeides i Sverige; den har innbygget kraftkilde (luftkompressor derfor unødv.) og håndteres lett av en mann. Borrefekten er oppgit til 8 cm pr. min. i middelhard granitt.

Større borreaggregater med særskilt kompressor har vært prøvd, men har vist seg lite skikket da de er for tunge å flytte. Hertil kommer at det ved skogsveganleggene sjelden forekommer så store fjellmasser at kompressordrift er lønnsom.

I Sverige har man siste sommer med gode resultater prøvd å planere skogsvegen med traktor forsynt med såkalt «roadbuilder». I lempelig terreng er denne planeringsmåte økonomisk og framfor alt meget tidsbesparende.

de. Forfatteren mener at under de nuværende forhold med mangel på arbeidskraft er maskinplanering i mange tilfelle den eneste måte å løse vegspørsmål som det haster med. Det er også herved mulig å utnytte skogsområder som under normale forhold neppe vilde være lønnsomme å drive.

Til sammenlikning kan nevnes at maskinplanering som kjent siden 1930 med fordel har vært brukt her i landet ved alm. vegbygging i Finnmark, Hedemark og Østfold fylker. Erfaringer og økonomiske resultater har tidligere vært nærmere omtalt i «Medd. f. Vegdir.»: Maskinell planering ved veganlegg i Finnmark sommeren 1930. H. Hofseth og K. Fixdal, 1931, side 117. Maskinplanering ved veganlegg i Finnmark. H. Hofseth, 1936, side 113. Maskinplanering på veganlegget Tolga—Femundsanden. T. Nordang, 1934, side 93; 1935, side 173. Maskinplanering ved Tynset bru. T. Nordang, 1939, side 57.

I sin artikkel framholder ingeniør Stäel von Holstein videre at de fordringer som no må stilles til en skogsveg er meget høye både hva trassé og vegdekke angår. Trafikkintensiteten er visstnok ikke så stor som på de offentlige vegger, men den trafikk som foregår er til gjengjeld som oftest meget tung og bør for de viktige skogsvegers vedk. kunne gå året rundt. Utviklingen har for øvrig hittil gått til bruk av stadig større og tyngre lastebiler.

Skal vognenes kapasitet kunne nyttes helt ut, duger det ikke lenger å bygge skogsveger så primitive som bare for få år tilbake, mener ing. Holstein. Ved overgang til generatorbiler i Sverige som skjedde omtrent samtidig med det den forserte vedtransport tok til, viste det seg snart hvilke skogsveger som var riktig planlagt og bygget. Før krigen, da tilgang på bensin og biler var ubegrenset og konkurransen om kjøringen hard, kunde man få skogsvirket transportert til rimelig pris uansett hvor dårlig vegen var. Følgen herav var at mange skogeiere i Sverige ikke ofret noe særlig omsorg og utlegg på sine skogsveger. No under krigen har de imidlertid måttet betale dyrt for dette kortsyn. Forfatteren mener at selvom en skulde få tilbake førkrigstidens forhold m. h. t. bilmateriell m. v. så synes det nasjonaløkonomisk riktig å beholde den klassifisering av skogsvegen med tilsvarende kjørepriser som den svenske trafikkkommissjon satte i verk for å premiere de gode vegger og samtidig minske slitasjen på de dyrebare lastebiler.

Ved rentabilitetsberegning av et skogsvegprosjekt skal en ikke bare regne med den direkte vinning i transportkostnad som en får ved overgang fra hest- til biltransport samt den økede rotverdi skogen får ved at vegen bygges; men også ta hensyn til de mindre utgifter ved alle slags skogsskjøtsel-arbeider som en god vegforbindelse medfører. Hertil kommer de økede muligheter for å bekjempe skogbrann. Langs vegen kan en få fram slukningsmanskaper i en fart, samtidig som vegen tjener som branngate.

No har man det forhold i Sverige at en stor del av vegenettet i Norrland som skogsbilvegen skulde tilknyttes er såkalte ødebygdveger. Disse vegger er bygget for et hjultrykk av bare 1800 kg som imidlertid er utilstrekkelig når det gjelder transport av skogsvirke. Vinterstid kunde man nok kjøre tyngre laster på ødebygdvegen, men så kommer de ofte tallrike bruer som er for svake og setter en stopper for den tunge trafikk. Her mener ing. von Holstein det blir nødvendig hurtigst mulig å bringe de ødebygdvegene som blir berørt av skogstrafikken i slik stand at de tåler minst 2500 kg hjultrykk og en totalvekt av bil med tilhenger (3 aksler) på tilsammen minst 15 tonn.

Skogsvegernes planlegging og bygging i forhold til det offentlige og private vegnett har tidligere vært og er fremdeles utilfredsstillende, mener forfatteren. Det har ikke eksistert noe samarbeid eller samordnende organ mellom vegmyndighetene og skogbruket.

«Skogsutredningen av 1936» har påpekt dette i sin betenkning og framholdt nødvendigheten av at flerårs-

planer settes opp både for private vegger og for skogsveger samt at disse tilknyttes de foreliggende flerårsplaner for de offentlige vegger. Sveriges nye veglov forutsetter et slikt samarbeid, idet en representant for lenets skogskjøtselstyre skal være medlem i hver lensveggenemnd.

Staten utøver sin myndighet over skogsvegene gjennom Domänstyret for kronens skoger og Skogstyret for de private skoger. Statsbidrag til nybygging av vegger i skoger i privat eie ble bevilget første gang i 1933. Siden 1941 kunde man foruten statsbidrag også søke om lån av det opprettede Skogsveglånefond.

Bidrag av staten forutsetter at nytten av den projekteerte skogsveg minst motsvarer omkostninger for vegen. Da midlertid de bevilgede midler er små i forhold til det store behov som foreligger, er det bare de mest viktige projekter som kan påregne bidrag. For bygging av skogstamveger utgjør bidraget 50 % av det skogskjøtselstyrets godkjente overslag for vegens kostende, for andre skogsveger 40 %. Det kan dog med kongelig approbasjon i spesielle tilfelle ytes bidrag opptil 75 %. Statsbidraget og lånet fra skogsveglånefondet må dog tilsammen ikke overstige 80 % av vegens samlede kostnad. Lånet fra skogsveglånefondet skal amorteres på høyst 20 år. De to første år er amorteringsfrie. Lånerenten fastsettes når lånet innvilges. Denne mulighet til å få lån har imidlertid ikke vært utnyttet i nevneverdig grad, da en i Sverige hittil har kunnet få banklån på noenlunde samme betingelser.

I årene 1933—43 har riksdagen utbetalt i statsbidrag til veg- og fløtingsbygg tilhørende private skoger for tilsammen kr. 8 250 000. (I samme tidsrom ble det her i landet utbetalt kr. 2 904 500,— i statsbidrag til skogsveger.) Skogsveglånefondet har lånt ut kr. 1 200 000,—. I årene 1933—1940 ble det ferdigbygget ca. 1300 km private skogsveger hvortil ble ydet statsbidrag.

Vegtyper.

De første bilveger som ble bygget for transport av skogsvirke var i Sverige, de såkalte «bilbasvägar». De ble lagt langs dalfører over myrer og vann for å bli så billige som mulig. Vegarbeidet bestod hovedsakelig i skogrydding, borttaking av stein, mindre planeringsarbeider samt enkle bruer. De kunde bare trafikkere på vinterføre. Det meldte seg imidlertid snart behov for bilveger som kunde nyttes året rundt. Man fikk to typer, «sommerdriftsveger» og «enkle bilveger». De første ble bygget for tyngre trafikk med hjultrykk inntil 2250 kg. De «enkle bilveger» var tenkt som rene kommunikasjonsveger for lettere trafikk (personbiler, proviantbiler og likn.) og ble derfor bygget for bare 1200 kg hjultrykk. Det viste seg dog snart at det ikke var noe behov for denne type med så lavt hjultrykk. Den ble derfor forbedret til en noe enklere og billigere form for sommerdriftsveg og nyttes til tung transport på den tørreste del av sommeren eller når marken er frosset. Bruer og stikkrenner ble derfor i alminnelighet utført for 2250 kg hjultrykk.

Den ovenfor nevnte vegtype, «bilbasvägen», ble bygget i stor utstrekning særlig i Midt-Sverige og den nordre del av landet.

Det har dog vist seg i praksis at det er behov for en vegtype billig i anlegg som «bilbasvägen», men planlagt slik at den kunde anvendes om sommeren under gunstige værforhold. Denne vegtype trengs i hele landet, særlig i de søndre deler, som biltransportledd for mindre skogeiendommer, hvor hest vanskelig kan nyttes vinterstid. Man har kalt denne hittil savnede vegtype for «sommARBilbasväg».

Det har imidlertid vist seg i Sverige at de ovenfornevnte forskjellige vegtyper ikke har fulgt med utviklingen.

Man har derfor for statens skoger nylig utarbeidet et forslag til vegtyper som man mener vil dekke behovet

for den nærmeste framtid. Det innrømmes dog at det er nesten ugjorlig å bedømme utviklingen på dette område for de nærmeste 5 år. Man mener dog å kunne si med sikkerhet at når krigen er slutt og industrien igjen innrettes på fredsproduksjon, vil nye bil- og framforalt traktortyper bli framstillet på grunnlag av de rike og harde lærdommer som er vunnet under krigen. Hvordan disse kjøretøyer vil komme til å se ut og hvilke krav de vil stille til vegene, mener forfatteren er vanskelig å forutsi. Sannsynligvis peker utviklingen mot tynge vogner (bl. a. traktortog) som med øket maskineffekt — firehjuls- eller beltedrift — vil ha større framdriftsmuligheter enn de nuværende biler og derfor kanskje stille mindre krav til de enklere og billigere skogsvegtyper. For skogstamvegene, hvor trafikkhastigheten er det avgjørende, vil derimot kravene kanskje bli ytterlig skjerpet.

Ing. von Holstein redegjør i sin artikkel nærmere for de vegtyper klasse I, II og III — samt bilbasvæg, som er foreslått brukt for vegene i statens skoger. Betegnelsen «bilbasvæg» har gammel hevd i Sverige og er derfor medtatt som særskilt klasse.

Skogsveg klasse I. — Skogsstamveger eller hovedveger skal kunne trafikkeres året rundt med biler (ev. med unntakelse av kortere perioder under teleløsingen). Største hjultrykk 2,5 t. Sommervedlikeholdet skal foregå maskinelt med slådd eller høvl. Om vinteren skal vegen kunne brøytes med bil uten større vanskeligheter.

Oversikt over tekniske data for skogsvegklasser.

		I	II	III	„Bilbas- veg”
Kjørebanebredde (hårdgjord-bredd) min.	m	3,0	3,0	—	—
Planeringsbredde (terrasserad bredd) min.	m	3,4	3,2	(3,0)	(4,0)
Minste kurveradius, normalt	m	200	100	50	100
Minste kurveradius i kostbart terreng (på kortere strekninger)	m	50	50	25	50
Maksimal stigning, normalt	‰	50	80	80	50
Maksimal stigning i kostbart terreng (på kortere strekninger)	‰	100	100	100	80
Vertikalkurver minste radius:					
Konvekse brytninger ..	m	500	300	200	—
Fri sikt	m	80	60	(50)	—
I kostbart terreng	m	200	150	100	—
Fri sikt	m	50	40	(35)	—
Konkave brytninger ...	m	300	200	100	—
Tverrfall 1 : 20 utføres ved radius mindre enn	m	500	200	—	—
Skråninger maksimum ..	1 : 2	1 : 2	1 : 1,5	1 : 1,5	—
Grøft på fastmark, bunnbredde	m	0,3	0,3	(0,3)	—
Grøft på fastmark, dybde	m	0,4	0,3	(0,3)	—
Breddeutvidelsen i kurver med radius ≤ 55	m	1,0	1,0	—	—
Breddeutvidelsen i kurver med radius 55—100 ..	m	0,5	0,5	—	—
Bunnjordlagets tykkelse på myr	m	0,3-0,4	0,2	(0,2)	—

Kjørebanebredden (hårdgjort bredd) må minst være 3,0 m, planeringsbredden (terrasseradbredd) min. 3,4 m. Ved mindre enn 5,0 m bredde anordnes møteplasser i sådan avstand at en kan se fra den ene møteplass til den neste.

Bruene utføres for totalvekt (kjøretøy og last) 15 t, fordelt på 3 aksler med høyest 5 t akseltrykk eller enkelt aksel 6 t. Den frie brubredde skal være minst 3,5 m.

Planlegging, trassering og profil skal omtrent tilsvare de krav som gjelder for ødebygdsveger. Allt for lange bakker med maks. stigning bør unngås. Bilenes lastevne må kunne nyttes helt ut.

Skogsveg klasse II. Denne vegtype omfatter alle biveger som tilsluttes hovedvegnettet. De skal tåle samme trafikklast som kl. I, dog med den innskrenkning at den tunge trafikk bare kan foregå når vegen er frosset eller godt uttørket. Herav følger at disse veger kan utføres noe enklere og billigere enn kl. I. Det samme gjelder kravene til planlegging, trassé m. v. Maks. stigninger bør dog være den samme som for kl. I. Det kan dog gjøres unntakelse i tilfelle hvor vesentlige besparelser oppnåes ved bruk av sterkere stigning. Kurver med radius mindre enn 50 cm bør tillates bare i særlige tilfelle.

Skogsveg kl. III. Herunder regnes mindre viktige driftsveger, f. eks. stikkveger til opplagsplasser. De anlegges som enkle og billige skogsveger på fast mark. Planeringsbredde minst 3,0 m. «Hardgøring» av vebanen skal bare gjøres i spesielle tilfelle.

Stikkrenner og bruer må dog kunne tåle samme belastning som for kl. I og II. Stigningsforholdene bør som regel ikke overstige dem som gjelder for kl. II, derimot kan kravene til kurvatur nedsettes vesentlig, idet trafikkhastigheten på disse veger blir lav.

Som en fjerde kl. har forfatteren ført opp de opprinnelige skogsveger — «bilbasvæger» —. Disse er nærmere omtalt foran.

TRAFIKKUKKE I HALDEN I TIDEN

31. MAI—5. JUNI 1943

I forannevnte tidsrom ble det i Halden avholdt en trafikkuke som fra publikums side ble møtt med stor interesse og som sikkert vil sette spor etter seg i form av bedre trafikk-kultur for framtiden.

Da det tør interessere hvorledes uken ble gjennomført skal en nedenfor gi en oversikt over forløpet:

I lokalavisen «Smaalenenes Amtstidende» ble hver dag fra 30. mai—4. juni d. å. inntatt en artikkel (med bilder av forskjellige trafikksituasjoner) inneholdende bl. a. forskjellige bestemmelser i trafikkreglene. Det ble også hver dag inntatt annonse inneh. forskjellige slagord angående trafikken.

Kinoreklame.

Oppslag på forskjellige steder i byen av forskjellige plakater som var stillet til disposisjon fra Generaldirektøren for vegvesenet.

Bilene ble utstyrt med plakat: «Trygg Trafikk».

I de mest trafikkerte gatekryss, hvor det var oppmerket fotgjengerfelt, ble postert 1—2 politifolk. De delte ut brosjyrer til trafikkanter.

Det ble arrangert trafikkdemonstrasjon for skolebarna, brosjyrer utdelt og N. A. F.s trafikkfilm ble forevist i skolene.

UTGITT AV TEKNISK UKEBLAD, OSLO

Abonnementspris: kr. 10,00 pr. år. — Annonsepris: 1/1 side kr. 100,—, 1/2 side kr. 50,—, 1/4 side kr. 25,—.

Ekspedisjon: Ingeniørenes Hus. Telefoner: 20093, 23465.