

NSB

Tekniske meddelelser



NSB

INNHOOLD

NR. 1 · 7. ÅRGANG · JAN. 1959

Banedirektør Gunnar Kavli 70 år

Tilbakeblikk

Betongsviller

Vann gjennom linjen

Arbeidsmetode for dydrenering

Beregningsgrunnlag for nye jernbanebruer

Statens tilsyn med privatbaner og taubaner

Fastmerkenivellement langs jernbanelinjene

Arkitektur

Gartnervirksomheten ved NSB

DK 625.1(481) = 396

KOLSRUD, B.: Tilbakeblikk. (Retrospect.) Tekn.medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 2—4.

A survey of the field of activity of the Departement of Way and Works, the traffic districts and the new construction projects of the Norwegian State Railways. During the post war years working methods and practice have been modernized.

DK 625.142.4(481) = 396

SKJENNEBERG, K.: Betongsviller. (Concrete sleepers.) Tekn.medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 4—12.

A brief history of the evolution of concrete sleepers in Norway. Much information is given of technical details of the prestressed type in present use, as well as of methods of manufacture, laying and maintenance.

DK 624.131 = 396

SKAVEN-HAUG, S.: Vann gjennom linjen. (Water through the railway bed.) Tekn. medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 13—22.

Slides due to rainfall or snow-melting frequently occur where the railway bed is placed in a half profile cut in a slope, and where the soil mainly consists of silt. Embankments and dams of earth are compared, and the influence of the pore pressure on the shear strength of soil is stressed. Practical examples are given of the maintenance and the precautions concerning soil mechanics on the railway line. The excess pore pressure is eliminated by vertical and horizontal sand drains.

DK 624.138.3(481) = 396

HARTMARK, H.: Arbeidsmetode for dypdrenering. (Working method for vertical sand drains at the Norwegian State Railways.) Tekn.medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 22—24.

The NSB use vertical sand drains for stabilisation of soft clay. Equipment and working method is described. The borings are carried out by means of water and air pressure.

DK 624.21:625.1(481) = 396

KILLINGMO, A. F.: Beregningsgrunnlag for nye jernbanebruer ved NSB av 1958. (Code of practice for calculation and design of new railway bridges at the NSB.) Tekn.medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 24—30.

The new code of practice for calculation and design of railway bridges as adopted 16.12.1958 is commented on. The unit loading diagram and some of the most important instructions in the new code are compared with corresponding instructions in the old Norwegian code and other European codes and specifications.

**Adresse-endringer med angivelse av tittel, navn, gammel og ny adresse bes meldt snarest til
Presse- og opplysningskontoret,
Hovedstyret.**

Redaksjon: *Johs. B. Hegna, formann, L. Saxegaard, R. Heyerdahl-Larsen, N. Eckhoff, E. Havig, A. Rom*
Utgiver: *Norges Statsbaner. Redaksjonens adresse: Storgaten 33, Oslo. Telefon 42 68 80*



Banedirektør Gunnar Kavli passerer aldersgrensen den 18. januar 1959. — Sin arbeidskraft har han med uvesentlige avbrytelser ofret i jernbanens tjeneste siden han for mer enn 45 år tilbake begynte på Statsbanenes Brokontor, som dengang representerte det så å si obligatoriske første skritt på anleggsingeniørenes vei. Senere har han passert trinene ett for ett til den stilling han nå har bekledd i 13 år.

Hans faglige interesseområde omfatter alle spørsmål av baneteknisk art, men det er neppe å røpe noen hemmelighet å si at Nordlandsbanens anlegg ligger hans hjerte nærmest.

To minnesmerker fremfor andre har Gunnar Kavli reist, som vil bli stående etter ham:

Det ene gjennom sin glødende interesse for skinngangen og dens forbedring. Om dette har han talt og skrevet, utredet og argumentert — og har etterhånden oppnådd økende forståelse for sakens viktighet. Han og hans medarbeidere på området kan omsider — om ennå i beskjeden utstrekning — begynne å se resultater av arbeidet med å gjenopprette holdbar status etter årrekkes forsømmelser.

Det annet gjennom sin evne til medmenneskelig forståelse, som uansett faglig eller saklig standpunkt — synet på dette eller hint kan naturligvis divergere — alltid åpner ham kontakt gjennom saken til personen. Likegyldig om i tjenstlig eller i personlig anliggende, ingen går til ham i nervøsitet, ingen går fra ham i bitterhet.

TILBAKEBLIKK

Av sjefingeniør Birger Kolsrud, Hovedstyret

DK 625.1(481)=396

2

I seks årganger av Tekniske meddelelser-NSB har en oppmerksom leser — og hvem av jernbanens tekniske personale vil ikke gjerne kunne si seg å være det — kunnet følge den rivende utvikling i etterkrigsårene, blant annet på de felter som i alt jernbanevesen kan smykke seg med ordet *grunnleggende*, nemlig arbeidet med *bygging av jernbanelinjer*, og så i nøye sammenheng dermed — deres *vedlikehold og forbedring*.

Om vi nå vil ta et blikk tilbake for å se hva vi har gjort og hvor vi står, vil vi kanskje slå oss til ro med en fasit som sier at det er vesentlig i etterkrigsårene det er skjedd noe, i disse 13 år fulle av gjenoppbygging, av nyskaping, og av nye signaler for jernbanens fremtid. Slik fortoner kanskje situasjonen seg hos vår yngre garde, helst fordi det gjerne faller i deres lodd å arbeide nye ting frem. Forhåpentlig vil de senere gjøre tilsvarende erfaringer som de eldre: lite skjer uten at roten fins i langt tilbakeliggende år, i en jordbunn bearbeidet av våre forgjengere, i forhold lagt til rette av fremsynte eldre kolleger, nå borte fra dagens arbeidsoppgaver. Dette med røttene forringer hverken innsats eller resultat, men det forklarer at utviklingen ikke skjer utelukkende på kommando og i sprangvis fremrykking.

Hva skal man så begynne med? Å innføre noen valørmessig rekkefølge kan lede til ørkesløs diskusjon, her velges i bunken uten tanke på nummerorden eller fullgyldig orientering og omtale.

Geoteknisk kontor — for en imponerende utvikling i løpet av 35 år! Hvem av våre ingeniører tør nå foreta fundamenteringsundersøkelser på egen hånd? *Telarbeidene!* Hoelfeldt Lund skriver i Dovrebanens sluttrapport av 1926:

«... at meget kan opnaaes ved en videnskabelig undersøkelse av de faktorer, der er bestemmende for tælehivningen i forbindelse med praktiske forsøk av forskjellige metoder til motvirkning av denne, maa ansees utvilsomt. Der maa utstrakte og indgaaende forarbeider til, og hvordan disse skal utføres kan der jo være delte meninger om. Saken bør i et hvert tilfælde lægges an paa en helt videnskabelig basis, og helst overlates en yngre videnskapsmand.»

De *praktiske forsøk* teller mange navn, helt tilbake til 1880-årene, i 30-årene begynte så smått systematiske undersøkelser i marken, men snart ble Gk. ved Skaven-Haug gitt det spesielle forskningsoppdrag.

Jevnsides med de videnskapelige landevinninger på Høyskolen ved de Heje-Watzingerske forsøk fulgte egne videnskapelige undersøkelser og overføringen av resultatene til praktiske leveregler for telarbeider ved anlegg og drift — systematisert i materialklassifisering, i torvbuntanskaffelse, egne torvstrøfabrikker, fremgangsmåter og maskinanskaffelser for masseutskiftingen m. m. *Ballastmaterialet?* Klassifiseringen av *grusmaterialer* — hva har ikke den brakt av revolusjon i hjemlig oppfatning? Grus «som pakket godt» — jo takk, fordi materialet ved slitning ga bra bindstoff! Et «biprodukt» var jo også da «vaskeskjøtene». Klassifiseringen av *pukk*materialet var like betydningsfull. At hederlig norsk fjell kunne være bedre eller dårligere skikket til pukkballast sto jo ganske klart for de fleste, men *hvor* godt eller *hvor* dårlig hadde man ikke mål for. Men at et anlegg ikke engang fikk lov å bruke det vi kalte fjell som *underkult* må Gk. ta skylden for.

Konsolidering av grunnen, stabilisering av skjæringsskråninger og fyllinger, dypdreneringer, pelefundamenter, ballastpåkjenninger, fjellvurdering — hvor ender og hvor begynner arbeidsoppgavene for Gk? Så kan da heller neppe noe av Hovedstyrets kontorer rose seg av så solid fundamenterte motiver for den stedfunne økning av personalet.

I nær sammenheng med *ballastmaterialet* må vi også se *ballastfremstillingen*, en av de oppgaver man har funnet det naturlig å ta seg spesielt av ved overbygningskontoret. Et resultat av de senere års studier er at man vil komme helt bort fra bruk av små pukkverk — éntyggersystemet. Alene i de pukkverk som har stor produksjonsevne, ligger det mulighet for billig og kvalitetsmessig tilfredsstillende pukkfremstilling. Uten å ha gjort feil er vi imidlertid ikke kommet frem til dagens resultater. Vi kan allikevel godt være bekjent av prestasjoner i pukkverkene ved Ognå, Hjartåsen, Lønsdal, Hernes, Hol, Ringebu og Onsøy.

Ved overbygningen for øvrig har vi fått flere fremtredende nye trekk — Hey-Back-systemet for skinnebefestigelse, betongsvillene, skinnesveisingen, ballastpakkingen, normal for overbygning for 22 tons akseltrykk. Vi har systematisert og fått innført nye metoder ved skinneleggingen, såvel nylegging som skinneutbygging, vi har en plan for denne siste slik at driftens krav om økede kjørehastigheter

og større akseltrykk kan imøtekommes, etter hvert som midlene stilles til rådighet. Uten å ville stille noen av de ovenfor nevnte forbedringsfaktorer i skyggen må det være tillatt å fremheve betydningen av den mekaniserte ballastpakking med Jackson-tampers, og senest med Plasser-Theurer-maskinene. Disse siste som vi snart har 3 av, gir oss et berettiget håp om med tiden, når vi har fått underlaget i orden, å oppnå den virkelig gode skinnegang, som det er alle anleggs- og baneingeniørers mål å fremstille.

En hjelp i dette skinnengangsforbedringsarbeid må vi også se i de arbeider av teoretisk og praktisk art som vedrører sporets matematiske beliggenhet, justeringen i horisontal- og vertikalplanet, og de hjelpemidler vi har fått for dette, måletraller, målevogner, korreksjonsapparater, malvogn.

Den tekniske kvalitet i sporets enkelte elementer er gjenstand for en omhyggelig overvåking, således gir en gjennomført katalogisering av skinnene og deres beliggenhet oss grunn til å tro det mulig å finne utvei i problemer i forbindelse med forekomsten av skinnebrudd. Skinnekorrosjonen i tunneler hører også til problemkomplekset som er opptatt til studium.

Med hensikt er det ved det som er nevnt ovenfor, ikke brukt en betegnelse de fleste lett tyr til, nemlig *mekaniseringen av linjevedlikeholdet*. Denne blir til slutt en frukt som faller av slikt detaljarbeid som er nevnt, selvsagt dog ikke uten betydelig særskilt organisasjonsteknisk innsats, med ytre kjennetegn som store, ambulerende lag som har arbeidsfelt langt utover linjeavdelingene, banemesterstrekningene, baneområdene. Og hva så med de små enheter? Deres rolle er neppe utspilt, man skal ikke sette store arbeidsmaskiner inn for å gjøre et nødvendig arbeid av beskjedent omfang, man kan ikke helt unnvære de små lags innsats med de enkle redskaper.

Det er disse forsøk på økonomisk husholdning med levende og maskinell arbeidskraft som har vært karakteristisk for vår etterkrigstid, og som har betydd gjennombrudd for så meget nytt ved våre anlegg og våre driftsbaner. Ikke alltid vellykkede gjennombrudd — dog kommer det her an på hvilket synspunkt som legges til grunn. Betingelsene for arbeidsdriften er forandret — sysselsettingsprinsippet, arbeidermaterialet og -mentaliteten, maskinene og redskapene — alt dette har gjort det nødvendig å innrette virksomheten på andre måter enn før.

Skal forandringene i arbeidsprosessene skildres med få ord, må det bli noe sånt:

Jordutvinningen foregår nå vesentlig ved hjelp av gravemaskiner av forskjellig art, skjegravere og

frontlastere, og ved bulldozere. Skrapelasterutstyr kan også bli anvendt.

Fjellsprengningen er basert på maskinboring med anvendelse av hardmetallbor. Dette nødvendiggjør da kompressorutstyr, hvilket gir muligheter ved lastingene såvel til anvendelse av luftdrevne mindre lastemaskiner som luftheiser m. v. Lastingen foregår enten på denne måte eller ved maskiner nevnt under jordutvinningen. — Ved selve sprengningen er betydelige forbedringer innført, såvel ved sprengstoff som tennmidler og ladning.

Transporten er fremdeles sterkt bundet til skinnegående transportmidler, hvis overlegenhet på enkelte områder fremdeles neppe bør dras i tvil. I stigende utstrekning avløses de imidlertid av lastebiler og dumpere (jfr. ovenfor også bulldozere). Hestetransport forekommer neppe lenger, det brukes over alt diesellokomotiver eller elektriske (batteridrevne) lok. De skinnegående vogner er sterkt forbedret (øket lasteevne, luftdrevet tippanordning m. v.).

Omstillingen til slik arbeidsdrift krever meget både av ledelsen og av de utførende, det krever tilpassing og omforming av de hevdvunne regler og bestemmelser vi gjennom mer enn hundre års virksomhet har utviklet, det krever smidighet i lønnsystem og arbeidsreglement, det er tusener av ting som må samordnes og omskapes, og herunder opplever man hevdelse av moderne eller konservative synsmåter fra uventet hold i uventede former og forhold. Dette kan også gjelde på de rent teknisk betonte områder, og det er her vi lett kan henfalle til å tro på den maskinelle innsats som universalmedisin mot alt som synes urasjonelt.

Vi fortrylles av tidens slagord som dynamisk, fleksibelt o. lign., og under de skaperprosesser som følger av forsøk på å tilfredsstille krav av den art, kan vi oppleve sannheten i det gamle ord om at gamle primadonnaer blir som nye! I mellomkrigsårene moderniserte vi mange av våre gamle godshus som hadde spor ført inn i selve godsmagasinet, ved å fjerne dette spor — nå foreslås nye bygget etter prinsippet med spor ført inn under godsmagasinet tak!

Vi greier i vår jernbane-nyorienteringstid mange ganger ikke å leve opp til dette krav til passende foranderlighet — eksempelvis gir vår grunnfestede soliditetstrang seg således av og til utslag i bygninger hvor jernbetongkonstruksjoner forlener dem med et preg av relativ uforgjengelighet, men hvor trafikens høyst vekslende krav ville ha vært bedre tilfredstillet med hus av — la oss si — 10 års varighet, og med utstyr som tar hensyn til slik brukstid. Vi

bygger stasjonsbygninger av høy klasse ved lokaltrafikkstasjoner, med innredning og utstyr som gjør dem til severdigheter, samtidig som spørsmålet om nedlegning av lokaltrafikk opphøyres til et beregningsmessig tungtveiende rasjonaliseringstiltak. Vi innfører forbedringer i våre linjers overbygning for å imøtekomme krav til økt akseltrykk, økt hastighet, økt komfort, samtidig som konstruksjonene i det rullende materiell synes peke i retning av en større spredning, en utvidelse av anvendbarhetsområdet og klart motstridende fordringer.

Vi er for tunge på labben til å følge *enhver* antydning av ønskelig foranderlighet, vårt produkt: linjen med tilbehør, er etter sitt vesen en grunnvoll for jernbanedriften og dens andel i trafikkhusholdnin-

gen, og den må da også ha den robusthet som trafikkpåkjenningene — såvel fra rullende materiell som fra publikum og publikumsoppfatningen — krever. Tilstanden er et resultat av teamwork, fra øverst til nederst, fra sentret og helt ut i omkretsen, av faglig innsikt i ledelse og utøvelse, av forståelse for gode arbeidsvilkår innen de fagområder som berører linjen, såvel de som i glimt er omtalt her like meget som de andre, ikke omtalte, men like viktige. Arbeidsvilkår er også et produkt av vår egen innstilling og ydelse, ikke bare av bevilgninger, organisasjoner, over- og underordnede. I mer enn 13 etterkrigsår har vi hatt anledning til å se liv, vekst og frukter — ettertanke kan kanskje gi oss klarhet om bakgrunn.

BETONGSVILLER

Av overingeniør Karl Skjenneberg, Hovedstyret

DK 625.142.4(481)=396

Kort betraktning over svilleproblemet

Utviklingen av vårt jernbanenett har medført at behovet for sviller til utbytting og nylegging har økt. Samtidig hermed har avvirkningen av den innenlandske skogbestand medført vanskeligheter med å skaffe trelast av de dimensjoner som er nødvendige og ønskelige for framstilling av sviller.

Mens man inntil for en 30 år siden ikke hadde særlige vanskeligheter med å få levert sviller av overveiende firkanttverrsnitt, ble man etter hvert nødt til å godta større og større vankant på svillens toppflate, og det siste trinn i utviklingen er blitt sviller skåret som sideskåret tømmer, det vil si med bare bunn- og toppflate skåret.

For X-svillen som nå er standardisert som normalsville ved våre hovedlinjer, har dette medført at minimumskravet til bunnbredde er redusert til 230 mm mot tidligere 250 mm, den er altså nå blitt 20 mm smalere i bunnen enn A-svillen som i en overgangstid fremdeles blir levert for innlegging på hovedlinjene.

Denne mindre bunnbredde ved X-svillen har medført en innskrenkning av liggeflaten på inntil 8% sammenliknet med den gamle X-sville (og A-svillen). Imidlertid er X-svillen 10 mm tykkere enn A-svillen, henholdsvis 140 og 130 mm, og av den grunn så meget stivere enn denne at man hittil har regnet disse svilletyper som likeverdige i spor og har beholdt samme svilledeling for begge svilletyper.

Tross alt må man dog si at utviklingen på dette område er gått tilbake, man har fått en svilletype

med mindre liggeflate enn før, altså økt trykk på ballasten og det samtidig med at kravene til såvel akseltrykk som kjørehastighet stiger. Konsekvensen av dette er at man på enkelte strekninger har gått til en reduksjon av svilleavstanden, dels i forbindelse med skinne- eller svillebytting og dels som en egen forføyning.

For 35 kg spor er der da anvendt en svilleavstand på ca. 60 cm både i rettlinje og kurver, som en midlertidig forsterkning av sporet på banestrekninger hvor det regnes å bli kjørt materiell med inntil 18 tonn akseltrykk (E1 13). På andre baner som er forutsatt trafikert med materiell med maks. 17 tonn akseltrykk (Di 3) er svilleavstanden fastlagt til ca. 65 cm i rettlinje og kurver over $R = 500$ m, mens det i skarpere kurver er anvendt en svilleavstand av ca. 60 cm.

For 49 kg spor er beholdt den tidligere fastsatte svilledeling av 75 cm i rettlinje og slake kurver, mens det i kurver $R = 500$ og mindre legges sviller i avstand ca. 68 cm.

Denne forsterkning av svilledekket vil medføre at det i fremtiden vil bli et økt behov for sviller til utskifting. På den annen side går man etter hvert bort fra spikerfestet så langt det er mulig, og man skulle da vente at antallet av sviller som må skiftes på grunn av slitasje i plateleiet vil synke. Dessuten er det satt i gang framstilling av limte sviller på basis av materiale fra brukte sviller. Fremgangsmåten er kort beskrevet den at man renskjerer de brukte sviller ned til godt og vel halv tykkelse, hvor-

etter man under varme og trykk limer to svillehalvdeler sammen til en sville av tykkelse 14 cm eller mere, ettersom man ønsker det. Det må selvsagt bare være frisk ved i den limte sville. Huller blir boret ut og plugget, og pluggene blir også limt fast. Til slutt blir det limt på en spareplate av hardved, hvoretter den ferdige sville går til impregnering.

Til tross for at materialene var impregneret tidligere, har det vist seg at oljebehovet ved nyimpregneringen har vært ganske stort, opp til $\frac{2}{3}$ av det normale behov ved impregnering av ferskt virke.

Ved den prøveproduksjon som har foregått, er prisen på en limt sville blitt omtrent den samme som for en ny X-sville. Hvor lenge de holder i spor, vet man ennå ikke, men holder de like lenge som en ny sville, er det god forretning for landet ved at man sparer trelast.

Enkelte forføyninger trekker altså i retning av økt svillebehov i fremtiden, mens andre skulle bewirke en reduksjon av behovet. Alt i alt regner man foreløpig med at behovet for nye sviller i fremtiden skulle bli liggende på omtrent samme nivå som nå, dog kanskje helst litt under, avhengig av hvor mange banestrekninger som blir nedlagt.

I dag er det ingen vanskelighet med å dekke behovet innenlands for nye sviller av tre, men hvordan vil mulighetene i fremtiden arte seg? Det er tegn som tyder på at det om en del år, det er antydning 30—40 år, kan være fare for at det vil bli en viss mangel på svilletømmer når de nåværende reserver er oppbrukt. Det var Hovedstyrets trelastkontor som meldte fra om dette forhold i 1953, og det ga foranledningen til at Hovedstyret i 1954 vedtok å sette i gang forsøk med innlegging av betongsviller produsert innenlands, dels for å stå forberedt om en mangelsituasjon på svilletømmer skulle oppstå og dels for å få anledning til å prøve betongsviller i spor i forbindelse med sveising av skinnene til større lengder.

Utviklingen av betongsviller i Norge

Betongsvillens historie kan ved NSB føres tilbake til 1911 da det ble lagt ned til prøve 14 «moniersviller» i Østfoldbanens hovedspor ved Ljan og Kolbotn. Disse sviller, som var konstruert av A.

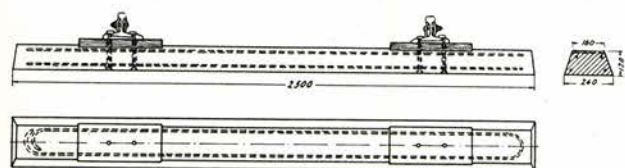


Fig. 1. Roms betongsville av 1911.

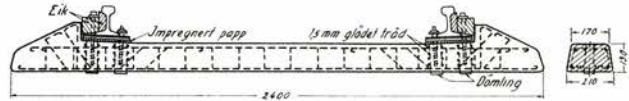


Fig. 2. Thorsens betongsville av 1919.

Rom, var utført av slapparmert betong. Prøven skulle i henhold til sakens dokumenter bekostes av konstruktøren, men han fikk senere av NSB utbetalt kr. 2,15 pr. sville, ialt kr. 30,10 for alle 14 sviller. Han hadde bedt om kr. 3,50 pr. stk. Man har ikke fått klarlagt når svillene ble tatt ut av sporet, men det ser ut til at de ikke har ligget stort lenger enn henimot 3 år.

I 1919 ble det lagt inn 12 betongsviller i Hamar distrikt, en del mellom Morskogen og Strandlykkja og resten ved Hamar stasjon. Disse sviller, som var konstruert av overingeniør A. Thorsen, Hamar, var også utført av slapparmert betong. Av sakens papirer fremgår det tydelig at skinnefestet har vært lite tilfredsstillende, likevel lå i alle fall en del av svillene ved Strandlykkja i sporet helt til 1936. 3 sviller innlagt ved Hamar ble fjernet først i 1947, etter 28 år.

I Drammen distrikt ble det i 1921 innlagt 50 betongsviller av Thorsens konstruksjon i sporet mellom Drammen og Gulsbogen. Distriktsjefen skriver i 1924 at det var oppdaget til dels «ikke så ubetydelige» sprekker i betongen, likeledes var det konstateret avskalling av betongen så armeringen delvis lå bar. Dessuten skriver han: «Det har vist seg at betongsvillene paa grunn av sin større vekt har hatt tendens til aa synke ned i grusen, mens tresvillene er blitt liggende og «flyte» oppe.»

Skjøtsvillene var nemlig vanlige tresviller. Tross alle mangler lå det dog betongsviller i sporet helt til 1947, da ble de siste fjernet.

Så skjedde det ikke noe på dette område før i 1947, da ble det lagt inn 2 prøvesviller av betong i et skiftespor på Trondheim stasjon. Disse sviller var konstruert av Sverre Mork og er tidligere beskrevet i TM-NSB nr. 4 for 1953 (side 97—99). Det var den første spennbetongsville ved NSB.

Til tross for at utprøving av en ny svilletype er en meget stor oppgave, lot man likevel foreta en del forsøk med denne konstruksjon. Forsøkene som ble utført for NSB's regning av studieselskapet Sintef ved Norges Tekniske Høgskole, ga imidlertid ikke så gode resultater at man uten videre kunne anbefale svilletypen anvendt ved NSB. Da man dessuten ikke fikk noe endelig tilbud på en prøvebestilling av et mindre parti, ble forsøkene med denne svilletype lagt bort. De to prøvesviller ligger fremdeles i sporet.

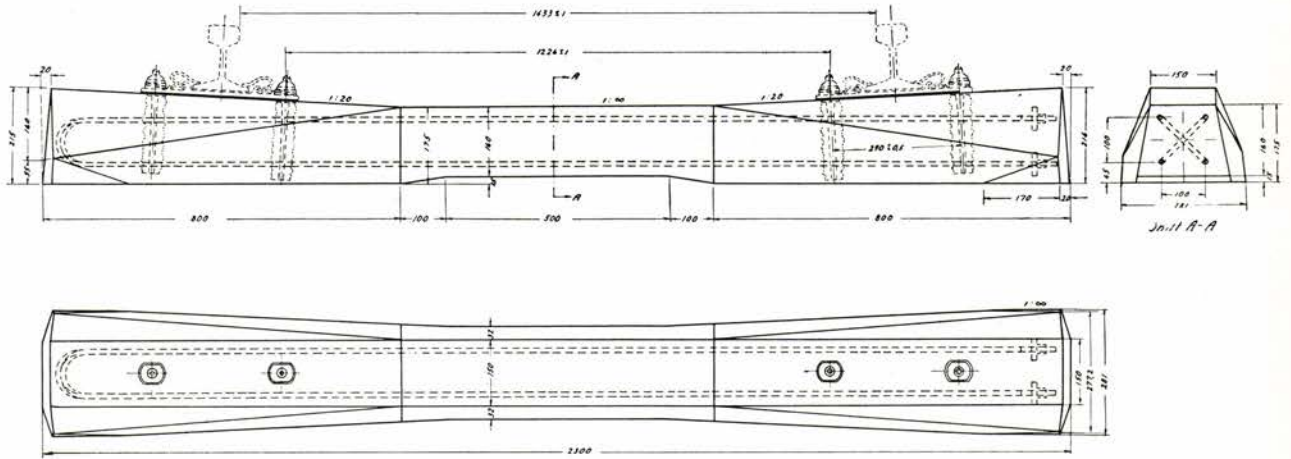


Fig. 3. Spennbetongville for NSB (1955).

6

Den svilletype som skulle passe for NSB, måtte gi et mest mulig rammestivt spor, såvel av hensyn til sammensveisingen av skinnene til store lengder som til de mange og skarpe kurver som finnes ved våre baner. Man regnet dessuten med at de forsøk som måtte foretas med sviller i spor, burde ha et visst omfang, da burde svillene fremstilles innen landet og fremstillingen måtte ikke kreve for stort utstyr. Kunne man finne en hensiktsmessig type som på forhånd var utprøvet, ville det være den enkleste løsning selv om utprøvingen var foregått under delvis andre forhold enn ved NSB.

Dette var grunnlaget for de overveielser som fant sted i 1953. Man hadde en del svilletyper å velge mellom, en del av disse er beskrevet av overingeniør Alf Ledang i en artikkel i «Skinnegangen ved våre hovedlinjer» i TM-NSB nr. 3 og 4 for 1953.

Overveielserne førte til det resultat at man bestemte seg for å undersøke nærmere de svilletyper som var utviklet ved Deutsche Bundesbahn fra 1948 og utover, og det ble i den anledning foretatt en studiereise til Tyskland. Etter fortsatte overveielser kom man så frem til det foreløpige sluttresultat at den best egnede sville for norske forhold måtte være en variant av den tyske sville B 53. Dette var en enblokksville med 2 armeringsstenger i midten av profilet. Betongen var forutsatt forspent etter Dr. Karigs system, dvs. forspenningskraften ble satt på etter at betongen var herdet. Dette var gjort mulig ved at armeringsstengene før innleggingen ble dypet i asfalt, slik at de ikke heftet til betongen.

I 1954 ble det så opprettet kontrakt med et norsk firma som hadde ervervet lisensretten for Norge på fremstilling av den nevnte svilletype. Kontrakten omfattet et kvantum av 25 000 spennbetongsviller pr. år i 10 år.

Betongen var noe av et problem idet kravene til denne langt oversteg de fordringer som er oppstillet for normale norske betongkvaliteter. Det ble engasjert en betongkonsulent, og det ble holdt en rekke konferanser med Norsk Cementforening, hvor også en representant fra den tyske lisensutsteder var med. Sluttresultatet av overlegningene gikk ut på at det ville være mulig å fremstille en betong av den forlangte kvalitet ved hjelp av norsk standardsement, og dette har senere vist seg å være riktig.

Så langt var man kommet i 1954. På grunn av forskjellige vanskeligheter med byggeløyve og andre ting kom man heller ikke i gang med produksjonen i 1955. I mellomtiden var det utviklet en ny svilletype ved Deutsche Bundesbahn, det er den svilletype som har fått betegnelsen B 55. — Da denne svilletype synes å by på vesentlige fordeler sammenliknet med den konstruksjon som var valgt for NSB, fulgte nye overveielser og konferanser med det resultat at Hovedstyret bestemte seg for en svilletype som var fremstillet etter prinsippene for B 55, i stedet for den tidligere valgte type.

Den siste type er også en spennbetongsville hvor forspenningen blir satt inn når betongen har fått en viss styrke, på samme måte som før. Det nye er at armeringen ikke blir satt på plass under støpningen, den blir anbrakt umiddelbart før forspenningen skjer, og så blir armeringen faststøpt til betongen. Om detaljer vises til senere avsnitt i denne artikkel.

Den nå vedtatte svilletype er langt mer motstandsdyktig mot beskadigelser enn den tidligere. Selv om det ved en avsporing skulle bli slått ut et stykke av betongen, har man fremdeles igjen to svilledeler som hver for seg består av forspent betong, mens forspenningen i et slikt tilfelle ville bli sterkt redusert eller helt falle bort ved den først vedtatte svilletype. Man burde således kunne

regne med å slippe over tog uten å skifte sviller med en gang etter en avsporing, når bare svillene henger sammen og de har den nødvendige bæreflate i behold under hver skinnestreng. Dette ville neppe ha vært mulig ved den først valgte svilletype.

Ut på forsommeren 1957 startet prøvestøpningen av spennbetongsviller. De første sviller gikk ut av fabrikk i oktober 1957 for nedlegging i spor på strekningen Grovane—Dalane i Kristiansand distrikt.

Tekniske detaljer for spennbetongsvillen

Spennbetongsvillens dimensjoner fremgår av fig. 3. Som det sees har svillen en lengde av 2,3 m, den er altså 0,2 m kortere enn en X- og en A-sville. Bæreflaten for hver skinne har en lengde av 0,8 m og et areal av ca. 2000 cm², mot A-svillens 2500 cm² og X-svillens 2300 cm² regnet over en lengde av 1,0 m. Spennbetongsvillen er imidlertid vesentlig stivere enn både A- og X-svillen, og tross den beregningsmessige mindre bæreflate vil maksimaltrykket på ballasten bli lavere enn ved tresviller. Man skulle derfor kunne vente at et spor med spennbetongsviller holder justering bedre enn tresviller.

Fasthetskravene til betongen er følgende:

- Trykkfasthet etter 28 døgn 600 kg/cm²
- Trykkfasthet ved oppspenning (som regel etter et døgn) 450 kg/cm²
- Bøyestrekfasthet etter 7 døgn 60 kg/cm²

Spennbetongsvillen holder 84 l betong, den veier netto ca. 220 kg og med påsatte underlagsplater ca. 230 kg.

Den teoretiske forspenning er fastsatt til 21,2 tonn. Armeringen består av 2 hårnålformede stenger, 11,2 mm ø, fremstillet av naturhårdt SiMn-stål (sigmastål) med en forlangt strekkfasthet av 105 kg/mm² og med flytegrense ved 70 kg/mm². Stengene er gjenget i endene og gjengene er koldvalset.

For feste av underlagsplatene er innstøpt dømlinger av impregnert bøk, 2 stk. for hver plate. Disse dømlinger kan skiftes ut. Man borer da først opp den gamle dømlingen slik at resten kan pirkes ut, deretter tas en reservedømling av nøyaktig samme slag, men gjennomskåret på langs med et bredt sagspor. De to halvdeler av reservedømlingen kan nå settes ned i hullet i svillen hver for seg og presses på plass av svilleskruen.

Spennbetongsvillen er beregnet for et akseltrykk av 18 t. Dertil er regnet med 200 % tillegg for hjulslag, ujevn justering m. v., hvorved man kommer opp i en beregnet belastning av 54 t. Denne belast-

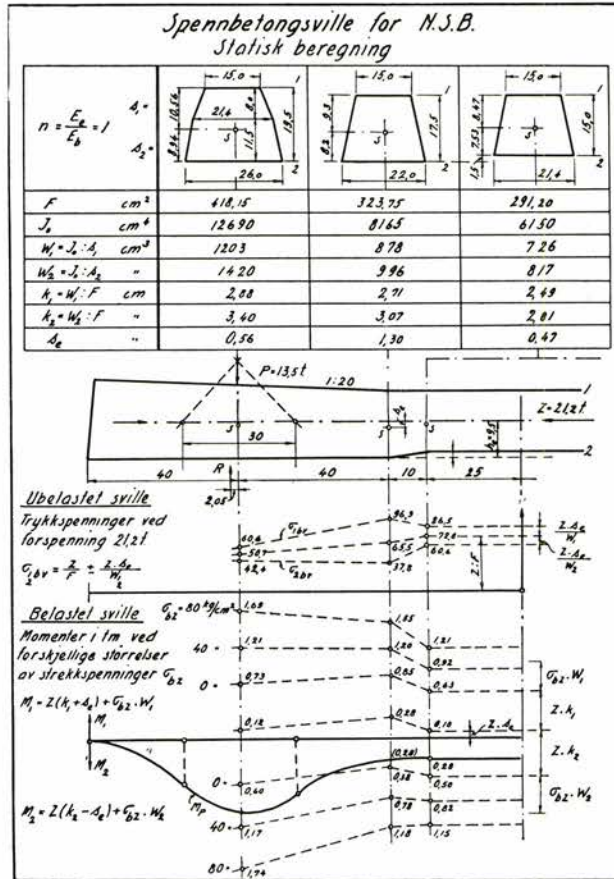


Fig. 4.

ning er forutsatt opptatt av 2 sviller, pr. sville blir det da 27 t som regnes fordelt med 13,5 t skinnetrykk fra hver skinne. I fig. 4 er det vist en del resultater av den statistiske beregning.

Det svakeste parti av spennbetongsvillen er svillemidten. For å minske risikoen for opplagring på midten er bunnen av svillen hevet 15 mm for midtpartiet. Av momentkurvene nederst på fig. 4 sees angitt de beregnede indre momenter for strekkspenninger i betongen på henholdsvis 0, 40 og 80 kg/cm². Ved oppadrettet bøyning av svillens midtparti er momentet for en strekkspenning av 80 kg/cm² beregnet til 1,21 tm. Dette tilsvarer momentet for en enkeltlast på 3,2 t, anbrakt under svillemidten og virkende på 1,5 m spenn. Tar man til sammenlikning og undersøker påkjenningene i en X-sville ($W_0 = 660 \text{ cm}^3$) for tilsvarende belastningsforhold, finner man en strekkspenning av 182 kg/cm². Denne påkjenning skulle være godt under bruddgrensen som for vått virke antagelig kan settes til noe omkring 400 kg/cm².

Disse påkjenninger sier kanskje ikke så meget, ingen av svillene har vært belastet til brudd. Men saken blir klarere hvis man også beregner nedbøy-



Fig. 5. Støping av spennbetongsviller. Vibratoren er senket ned på de fylte former.

ningen (eller rettere sagt oppbøyningen) for den betraktede last 3,2 t.

For en betong av den kvalitet som man her har å gjøre med, er det regnet med $E = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$ og for trevirket $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$. For X-svillen har man videre regnet med $J = 4890 \text{ cm}^4$.

Nedbøyningen blir da følgende, beregnet etter formelen $f = \frac{Pl^3}{48EJ}$:

For spennbetongsvillen $f_{sp} = 1,2 \text{ mm}$
 For X-svillen $f_x = 4,6 \text{ mm}$

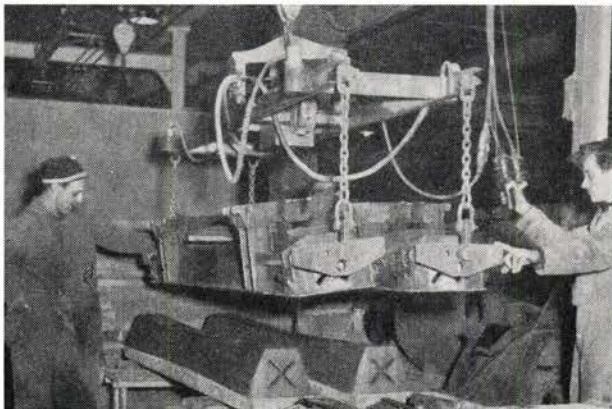


Fig. 6. Svillene tas ut av formen.

Det forteller oss at spennbetongsvillen er meget ømfintlig for fast opplagring på midten, og det tilsier stor omhyggelighet under leggingen og vedlikeholdet. Telehivning må ikke forekomme.

Fremstilling av spennbetongsviller

Til fremstilling av spennbetongsviller av den valgte type trenges et lite antall former, selv ved relativt stor produksjon. Svillene støpes 2 og 2 og det klarer seg i alminnelighet med 3 sett former.

Formene blir først omhyggelig rensset og smurt. Deretter settes dømplingene og matrisene for armeringen på plass. Disse matrisene som har samme form som armeringen, men er litt tykkere, trekkes ut av betongen umiddelbart etter at svillen er støpt.

På støpebordet blir betongen ifyllt og kraftig vibrert. Deretter går svillene umiddelbart over til et nytt arbeidsbord hvor de tas ut av formen og matrisene trekkes ut. Formene begynner så på en ny runde mens svillene går til herdning.

Under avbindingen skal svillene ligge minst 5 timer i vanlig romtemperatur. Deretter herdner de i dampkammer under maks. 40° C i 4 timer hvorefter varmen slås av. I praksis har det vist seg at denne temperatur holder seg praktisk talt konstant i ca. 7 timer til, helt til man begynner å ta ut svillene fra varmekammeret.

Neste dag føres svillene over på et monteringsbånd. Her settes først armeringen på plass, hvorefter den oppspennes. Etterpå presses sementvelling rundt armeringen og hullene i de to svilleender blir fylt med mørtel. Svillene og leiet for underlagsplatene blir så gitt et strøk med asfalemulsjon, dømplingene får en liten porsjon asfalt ifyllt, og til slutt blir underlagsplatene påsatt. Nå er svillen ferdig og går til lagring. Det står stemplet en dato på oversiden og på den ene ende av hver sville, det er oppspenningsdatoen.

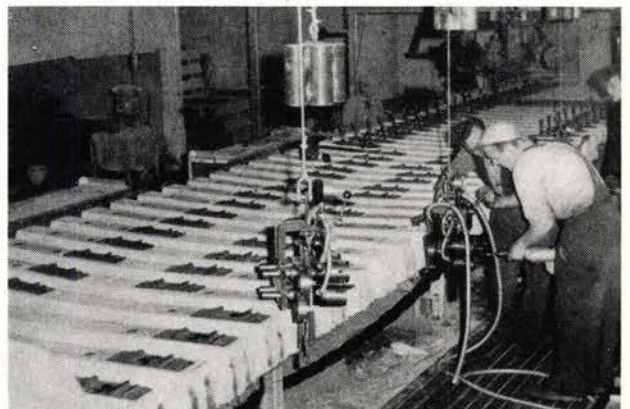


Fig. 7. Svillene forspennes.

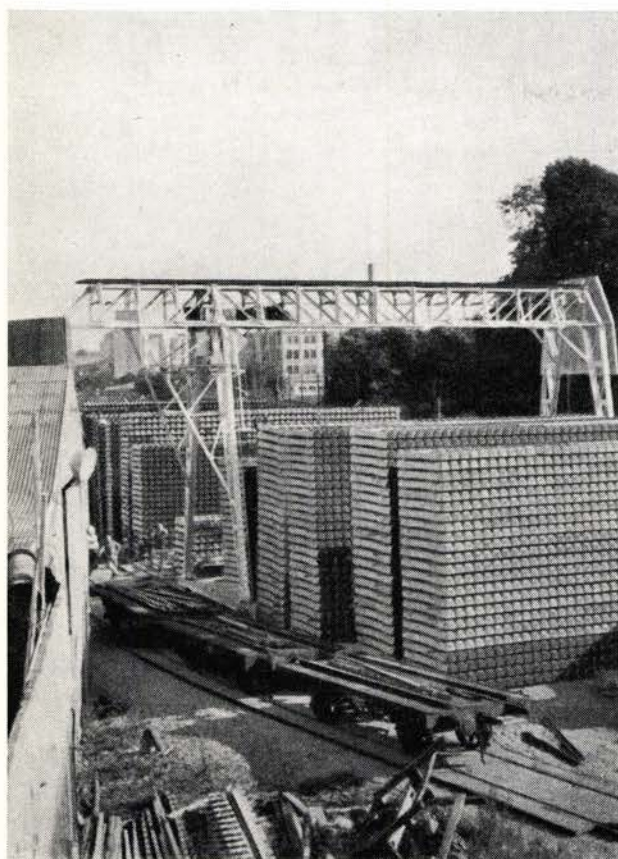


Fig. 8. Lager av spennbetongsviller.

Betongsammensetningen har etter hvert stabilisert seg på forholdet 1:1,9:2,5, med 420 kg sement pr. m³. Sementen er norsk standard Portlandsement, tilslagsmaterialene er Svelviksand og pukken er kalkstein fra Langøya ved Holmestrand, største kornstørrelse 16 mm. V/C-faktor maksimalt 0,36, i alminnelighet holdes den på 0,34—0,35.

Betongframstillingen følges av en dobbelt betongkontroll, en laboratoriekontroll hvor prøvene herdner under vanlige laboratorieforhold og en produksjonskontroll hvor herdningen av prøvelegemene foregår sammen med svillene. En kontrollør fra NSB følger opp betongkontrollen sammen med fabrikkens laborant.

Trykkprøvene tas på 10 cm terninger mens bøyestrekprøvene foretas på bjelker 7 x 7 x 23 cm, opplagret med spennvidde 20 cm. I tidsrommet 1. august 1957 til 31. oktober 1958 er tatt ialt 457 stk. 1-døgns trykkprøver, 459 stk. 7-døgns trykkprøver og 460 stk. 7-døgns bøyep prøver. De midlere fastheter for de godkjente prøver er følgende:

$$\sigma_{\text{trykk } 1} = 542 \text{ kg/cm}^2 \text{ (min. 451, maks. 613 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{\text{trykk } 7} = 634 \text{ kg/cm}^2 \text{ (min. 561, maks. 710 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{\text{bøyestrek } 7} = 79 \text{ kg/cm}^2 \text{ (min. 68, maks. 88 kg/cm}^2\text{)}$$

Trykkprøver for 28 døgn blir som regel bare tatt når resultatet for 7-døgn prøven ligger under 600 kg/cm².

Ved siden av disse prøver er der av hver dags produksjon foretatt 7-døgnsprøve av 2 sviller med en last på midten. Under prøven er svillen lagt opp-ned og har opplagring i underlagsplatene i 1,5 m avstand. Kravet er at svillen skal tåle minst 2,95 t belastning uten kantriss i strekksonen, det tilsvarer beregningsmessig en strekkspenning i betongen på 65 kg/cm². Det er tilsynelatende en uoverensstemmelse her, idet kravet til 7-dagers bøyestrekprøver bare er 60 kg/cm². Årsaken er den at det var hensikten å sette opp kravet til 65 kg/cm². Dette har ikke vært nødvendig, idet resultatet av prøvene har ligget godt over kravet, men det vil bli gjort ved en revisjon av leveringsbetingelsene.

Prøvebelastningen blir nå i alminnelighet avsluttet ved 3,8 t last, uten at det oppstår kantriss i strekksonen. Det har imidlertid vært foretatt en rekke prøver inntil kantriss, i et enkelt tilfelle var belastningen da oppe i hele 5,4 t.

Som foran nevnt er den endelige forspenning fastsatt til 21,2 t. Fordelt på 4 armeringsjern 11,2 mm \varnothing tilsvarer det en påkjenning på 53,0 kg/mm², altså godt under flytegrensen som skal ligge ved 70 kg/mm². Imidlertid må oppspenningskraften være en god del høyere enn 21,2 t på grunn av svinn i betongen og kyping av stålet. Ved fremstillingen av spennbetongsviller er derfor oppspenningskraften foreløpig fastsatt til ca. 26 t. Det gir en påkjenning på armeringen på hele 65 kg/mm², altså bare 5 kg under flytegrensen.

I 1957 ble det tatt ut 6 sviller for kontroll av forspenningen over ett år. Prøvene med de 6 sviller er nå avsluttet. Man skal her ikke redegjøre for detaljer ved disse forsøk, men skal nøye seg med å nevne sluttresultatene:

Svill nr.	Forspenning ved oppspenningen		Målt forspenning		Reduksjon prosent
	Dato	Tonn	Dato	Tonn	
1	26.9.57	26,04	9.9.58	21,94	15,7
2	»	»	»	21,70	17,0
3	»	»	»	22,16	14,9
4	16.10.57	25,84	16.10.58	22,11	14,5
5	»	»	»	22,61	12,5
6	»	25,82	»	22,11	14,4

Som det sees ligger forspenningskraften etter ett år for alle 6 sviller over 21,2 t. Man har hatt enkelte tilfelle med brudd av armeringen under oppspenning,

og det vil bli undersøkt om det er forsvarlig å gå noe ned med oppspenningskraften. Nye sviller er tatt ut for videre forsøk.

Pr. 1. desember 1958 var i alt godkjent ca. 50 800 sviller ved fabrikk. Herav er ialt ca. 33 900 sviller sendt ut for nedlegging i spor med følgende fordeling:

Oslo—Bryn	ca. 3 600 sviller
Blaker—Årnes	ca. 15 900 sviller
Kristiansand—Grovane	ca. 14 400 sviller

Det er hittil ikke innmeldt riss i noen av de utlagte sviller, men 6 sviller er returnert på grunn av fremstillingsfeil, i henhold til en klausul i kontrakten om at leverandøren hefter for slike feil inntil ett år etter fremstillingsåret.

Overbygning med spennbetongsviller

Spennbetongsvillene er beregnet lagt bare i 49 kg spor og de er utstyrt med underlagsplater type Hey-Back. Da plateleiet er gitt helling 1 : 20, har man kunnet anvende planplater. Disse har en bredde av 100 mm og en tykkelse av 10 mm og vekten er ca. 3,2 kg pr. stk., det vil si ca. 5 kg lettere enn normale Hey-Back plater for 49 kg spor.

Til å begynne med ble platene festet med samme sort svilleskruer som anvendt for tresviller, og hullstørrelsen i platene var den normale, nemlig 24 mm. Senere ble det konstruert en ny svilleskrue, særskilt beregnet for betongsviller. Denne svilleskrue har for det første en helt annen gjengeform enn de normale svilleskruer, dernest er tykkelsen i halsen økt med 2 mm til 24 mm \varnothing og platehullene samtidig til 26 mm \varnothing . Man må være oppmerksom på dette forhold ved en eventuell utbytting av svilleskruene.

Av forskjellige grunner har det ikke vært mulig å skille mellom de to skruerformer så godt som ønskelig hadde vært ved utsendelse fra fabrikk, man må derfor regne med at det ligger spennbetongsviller med forskjellig skruetype om hverandre i sporet og at det samme kan bli tilfelle også i kommende sesong 1959. Men senere skulle det bli ensartede skruer og plater.

Underlagsplatene på spennbetongsviller er lagt for en sporbredde av 1432 mm, altså 3 mm mindre enn normalt. Med normal klaring for svilleskruen, 2 mm, hadde man da regnet med å kunne holde sporbredde på en størrelse som var noe så nær teoretisk riktig.

Det har hittil ikke vært anledning til å kontrollere om dette har slått til i sin alminnelighet. Man har imidlertid fått innberettet fra Kristiansand distrikt

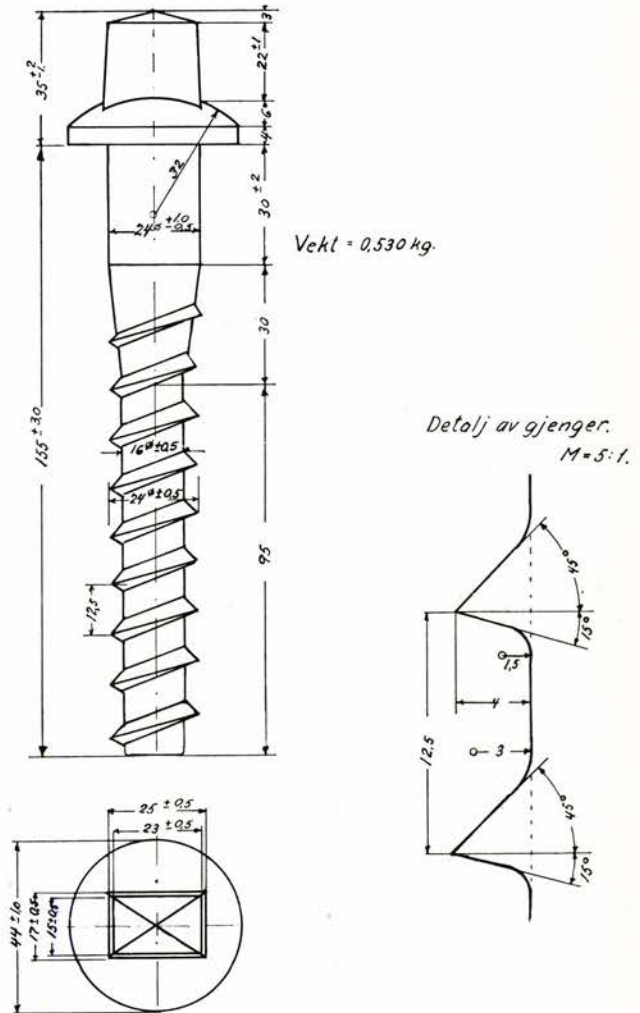


Fig. 9. Svilleskrue for spennbetongsviller.

at det er konstatert relativt stor utkjøring av sporbredde i kurver $R = 300$ mellom Mosby og Dalane, hvor det ble lagt spennbetongsviller høsten 1957. I en enkelt kurve er sporutvidelsen målt helt opp i 14 mm, ellers dreier det seg om 8–10 mm, som maksimum. I slakere kurver har man også målt litt sporutvidelse, men ikke over 2–3 mm. Det kan ikke være tvil om at veden i bøkdømlingene har gitt etter for sidetrykket, men ellers har man ikke fått analysert forholdet tilstrekkelig til å kunne klarlegge årsakskomplekset. Foreløpig er man nødt til å nøye seg med å konstatere faktum. Forholdet er under observasjon.

Kravene til elektrisk isolasjonsmotstand ble av Elektroavdelingen fastsatt til minimum 14 000 ohm pr. spennbetongsville. Etter at en rekke målinger av isolasjonsmotstanden var utført, ble det forlangt innlagt særskilte isolasjonsplater mellom underlagsplater og sviller. Som materiale for disse isolasjonsplater ble valgt ekstrudert lavtrykkspolyetylen. Isolasjons-

platene ble gjort litt større enn underlagsplatene slik at de raker noe utenfor disse på alle kanter.

Selv om isolasjonsmotstanden ved anvendelse av polyetylenplater nå er blitt tilfredsstillende, bør det arbeides videre mot en mulig enklere løsning av dette spørsmål. Herunder kan det bli tale om å forsøke med dømlinger av gummi i stedet for impregneret bøk. Under målinger av isolasjonsmotstanden har det nemlig vist seg at avledningen gjennom bøk-dømlingene i visse tilfelle kunne bli ganske stor, spesielt når det ikke var fylt tilstrekkelig med asfalt i hullene og svilleskruen derved ikke ble fullstendig omhyllt med asfalt.

Skjøten ved betongsvillespor må legges som svevende skjøt med en svilleavstand av 56 cm. Det anvendes spesielle flatlasker som er noe tykkere enn de vanlige flatlasker for 49 kg spor. Dessuten er skjøten forsterket ved innlegging av brusksjøt.

Hvor det finnes isolerte skinneskjøter i et betongsvillespor, kan ikke denne skjøtanordning anvendes. Skjøten er da lagt på dobbeltsviller av tre. For å få samme høyde på sville med underlagsplate som vi har ved spennbetongsvillene, må det da anvendes spesialsviller av tykkelse 190 mm som hittil er fremstillet av limte sviller. Disse skjøtsviller må altså bestilles særskilt.

På grunn av at spennbetongsvillene er høyere enn tresviller, vil et betongsvillespor bli liggende høyere enn et tilsvarende spor på tresviller, under forutsetning av at ballasttykkelsen under svillene er den samme i begge tilfelle, ca. 35 cm. Sammenliknet med spor på X-sviller vil betongsvillesporet altså bli hevet ca. 5 cm. Er det av en eller annen grunn umulig å heve sporet, må man senke *hele* ballastlaget så det ikke blir for lite ballast under svillene. I virkeligheten burde man heller ha noe mer ballast under betongsviller enn under tresviller, i alle fall bør man ikke ha mindre.

For såvidt mulig å unngå fast opplagring av svillene på midten er det foreskrevet at ballastprofilen ved anvendelse av betongsviller skal formes som vist på fig. 10. Det er mulig at man senere kan fylle igjen grøften i midten når man har fått gjennomarbeidet sporet tilstrekkelig med pakkmaskin, så man er noenlunde trygg for upåregnede setninger i ballasten. Dette gjøres blant annet ved Deutsche Bundesbahn.

Så lenge som det er en grøft i ballasten omkring spormidten, vil man her få et tynnere ballastlag enn ellers i sporet. Det antas dog at faren for telehiving av den grunn er meget liten idet grøften om vinteren vil bli fylt med snø. Når man ikke har gått helt ned

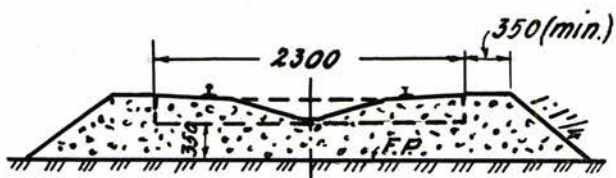


Fig. 10. Ballastprofil for spor med betongsviller.

til svilleunderlaget med grøftebunnen, henger dette sammen med hensynet til svillepakkingen, idet man må ha noe å pakke mot også ved svillemidt.

Som en videre foranstaltning for å unngå upåregnede setninger i ballasten, har man foreskrevet at den underliggende ballast skal komprimeres før svillene legges. Til dette arbeid har vært anvendt spesielle komprimeringsmaskiner, jfr. baneingeniør Mathisens artikkel, TM-NSB nr. 4, 1958, s. 113. Som et forsøk sløyfet man komprimeringen ved legging av spennbetongsviller på Kongsvingerbanen sommeren 1958. Spennbetongsvillene ble da pakket opp umiddelbart etter leggingen ved hjelp av vibrasjonsmaskiner, og noen måneder senere ved hjelp av automatisk svillepakkmaskin.

Med spennbetongsviller i sporet skulle man ha et godt grunnlag for å sveise skinnene sammen til meget store lengder når betingelsene for øvrig er til stede. Som en prøve ble det sommeren 1958 sveiset kontinuerlig i 720 m lengde på strekningen Dalane—Grovane. Det er ikke anvendt særskilte dilatasjonsanordninger ved endene av den sveisede strekning.

Erfaringene med anvendelse av spennbetongsviller ved NSB er ennå så sparsomme at det ikke kan sies noe om den valgte svilletype er hensiktsmessig eller ikke. Man må i tiden fremover føre nøye kontroll med de lagte spennbetongsviller, holde øye med mulige riss i betongen, kontrollere sporbredde med Espelundtralle, føre statistikk over vedlikeholdsutgiftene osv., slik at man etterhånden kan få et brukbart grunnlag for bedømmelsen.

Legging av spennbetongsviller

Legging av spennbetongsviller av den type som er anvendt ved NSB, var på forhånd uteksperimentert ved Deutsche Bundesbahn. De metoder som er anvendt der, er imidlertid for det meste basert på at sporet legges dødt under arbeidet. Dette kunne man ikke gjøre regning med ved NSB, hvor man for det meste har enkeltsporet drift og dertil korte togintervaller på de strekninger hvor det i første omgang kan bli tale om innlegging av spennbetongsviller. Det var således utelukket å anvende tungt utstyr for leggingen, tvert om måtte man basere arbeidet på så lett og enkelt utstyr som mulig, som

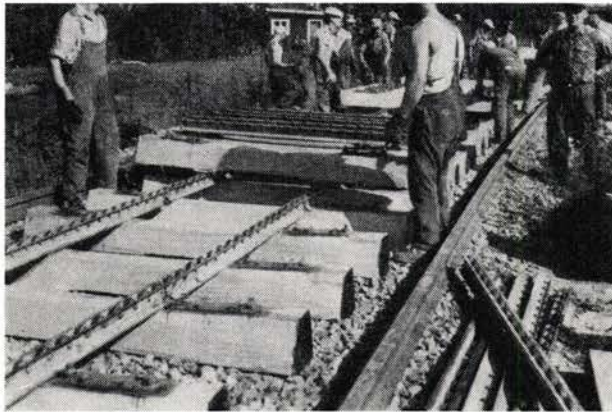


Fig. 11. Transportspor av rullskinner.

man i en fart kunne fjerne fra sporet. Likevel har det i de fleste tilfelle vært nødvendig å klusse litt med togtabellen for å få en rimelig lengde på arbeidstiden i sporet.

Det ble utarbeidet tre metoder for utleggingen, og alle er forsøkt. To av disse metoder er beskrevet i egne artikler i foregående nummer av TM-NSB, den tredje skal kort beskrives. Det skal bemerkes at man har til gode å foreta en teknisk-økonomisk sammenlikning av resultatene fra de tre leggingmetoder, så den side av saken er man foreløpig nødt til å fare lett over.

Metode nr. 3 ble anvendt sommeren 1958 i nedgående spor fra Bryn til Oslo Ø på Hovedbanen og ble også så vidt prøvekjørt på Kongsvingerbanen.

Utstyret på svillevognene og for nedføring fra vogn er det samme som beskrevet av baneingeniør Romsaas i TM-NSB nr. 4, 1958, side 119–120. Herfra og videre fremover skjer transporten av betongsvillene på rullskinner.

Svilleleggingen går etter denne metode i retning fra svillevognen. Rullskinnene fåes i lengder på 1,96 m, og man må ha så mange at de rekker over en skinnelengde, 30 eller 45 m. De første 3 sviller tas fra nedføringsrampen og legges direkte på plass i ballasten. Deretter legges 2 rullskinner opp på svillene og begynnelsen er gjort for den videre fremtransport av betongsvillene (fig. 11). Derpå hektes så stadig nye lengder av rullskinner til de forangående, etter hvert som svilleleggingen går fremad. Det er forresten ingen på linjen som snakker om rullskinner, der heter de kort og godt «gulinger» fordi de er gulmalt.

Ved «svilletipp» tar man en enkelt rullskinne og legger fra midten av siste sville og ned i ballasten, fig. 12, 2 mann balanserer så svillen ned på plass, idet de holder svillen med hvert sitt redskap som

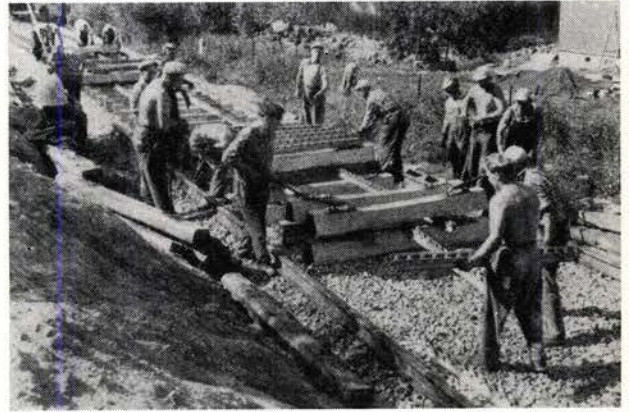


Fig. 12. Betongsvillen legges på plass i sporet.

hektes inn i hakene på underlagsplaten. Passer man på at svillene kommer ned noe så nær på riktig sted, sparer man arbeid med innregulering etterpå. Arbeidet kan ikke sies å være tungt tross svillevekten 230 kg. Det tyngste arbeid er kanskje å skyve svillene frem over rullskinnene når sporet ligger i stigning.

Under fremkjøringen ligger betongsvillene på 2 jernsko, en for hver skinnestreng, for ikke å skade betongen. I fall går de ganske glatt fremover, i Brynbakken i 26 ‰ fall kjørte 2 mann uten videre frem 8 sviller om gangen. På Kongsvingerbanen derimot, hvor metoden ble prøvet i 5 ‰ stigning, måtte det til nesten en mann pr. sville.

Når alle svillene er lagt ut for en skinnelengde, samles rullskinnene inn. Man legger da 2 rullskinner på tvers av rullskinnesporet og stabler de andre etter hvert opp på. Deretter skyves hele stasen fremover som en annen tralle. Og så begynner man forfra igjen med neste skinnelengde.

Med en arbeidsstyrke på 23–27 mann, avhengig av fall eller stigning, skulle man kunne regne med 60 minutter for oppting av gammelt spor, utplanning og komprimering av ballasten samt legging av sviller og skinner, alt beregnet for en skinnelengde av 45 m med 62 sviller. Ballastering, oppakking og innsamling av gammelt materiell foregår ved egne lag.

Det bemerkes at den av baneingeniør Romsaas beskrevne metode bare kan brukes når ballasten ikke blir komprimert.

I Brynbakken hvor ballasten var gammel (den burde ha vært rensset), ble den før komprimeringen revet opp ved at man kjørte en ballastharv etter sporet. Ballastharven, som ble trukket av en lastetraktor, var en enkel innretning laget av 4 sviller med et passelig antall gamle bolter i. Den gjorde godt arbeid.

VANN GJENNOM LINJEN

Av overingeniør Sv. Skaven-Haug

DK 624.131=396

Utrasinger som følge av nedbør eller snøsmelting inntreffer hyppigst hvor linjen ligger i halvskjæring og i kvabbjordarter. Jordfyllinger og jorddammer sammenliknes, og det gjøres rede for vanntrykkets betydning for skjærfasthet i jord. Praktiske eksempler på linjens utbedring og sikring. Det legges stor vekt på å eliminere overtrykket i porevannet ved hjelp av vertikale eller horisontale sanddrener.

Planeringsarbeider for vei og jernbane er hos oss blitt utført på den enkle måten at fyllinger ble bygget opp av materialer fra nærmeste skjæring, uten nevneverdig hensyn til jordarten. I stein, grus og sand er det få problemer, i finkornige jordarter med middels eller liten permeabilitet blir det mange problemer.

Normalprofilen for planering i jord bygger på lang tids erfaring. Skjæringsskråningene skal ha en bestemt hellingsvinkel, og de skal være beskyttet med en overgangsgrøft som hindrer vann fra å renne ut over skrånningen. I halvskjæring skal det på linjens innside være tett linjegrøft med et visst minimums fall. Når jordartene er vannførende, blir det både i skjæringsskråninger og fyllingsskråninger tatt drengrofter, og skrånningene blir tilsådd og beplantet. Bekker og vannsig skal ha tilstrekkelig store og sikre løp gjennom linjen.

Linjen skal så vidt mulig være stabil under alle forhold og på langt sikt. Dette betinger at sikringsforanstaltninger er utført på de riktige steder og at foranstaltningene er varige. De som har bygget, har vært henvist til enkle undersøkelser og sitt eget skjønn. Stort sett må skjønnene ha vært meget godt. Ingen ting varer evig, og slett ikke sikringstiltak som åpne og lukkede grøfter i vannoppløst jord. Hvis vi ikke tar oss av vedlikeholdet av sikringstiltakene, da svikter også forutsetningene for stabiliteten og ansvaret faller på oss.

Det hender at alle onde makter går til samlet angrep og overmanner oss mennesker. Det var det som hendte våren 1953 i Trøndelag, da det i Trondheim distrikt i løpet av noen få dager forekom 43 utglidninger, om en teller med smått og stort [1]. Midt i den verste snøsmeltingen inntraff det et dage langt og usannsynlig regnvær. Et stykke under jordoverflaten var det ennå telet jord, som var en såpeglatt glideflate, og telet lå ellers som et tett lokk over vannsprengt jord. Snø- og jordras ble utløst

høyt over jernbanelinjen og seilet sammen med skog og rask ned og tettet linjegrøfter og stikkrenner. Vannet demte seg opp på innsiden av linjen og fyllinger fikk som oppgave å være jorddammer. Jordfyllingene våre er ikke bygget opp med tanke på en slik påkjenning, ikke har de overløp og ikke tåler de fullt vanntrykk.

Jordfyllinger – jorddammer

Når først jorddammer er blitt nevnt, er det fristende å ta med endel momenter fra en artikkel forfattet av sivilingeniør Aasmund Tveiten [2.].

Fra denne artikkel gjengis fig. 1, som er et tverrprofil av hoveddammen ved Essand, bygget under primitive forhold under siste krig. Dammen er bygd på tett og fast morenegrunn av stedlige materialer og med torv som sentral tetningskjerne. På begge sider av kjernen er det fast pakket grovmo med noe finmateriale. Utenpå grovmoen er det grov sand og grus med løs pakningsgrad, og denne grove sanden er et stabiliserende filter mot vanntrykket. Vannsiden er beskyttet av et pukklag og et steinlag. Luftsiden er kledd med gresstorv.

Grunnvannstanden inne i dammen er nøyaktig fastlagt. Vi ser at torvkjernen i dette tilfelle ikke har særlig stor tettende virkning, da det ikke er noe markert fall i nivålinjen på utsiden av kjernen. Dammens stabilitet er likevel tilfredsstillende, da nivålinjen ligger betryggende dypt under det stabiliserende grusfilteret på utsiden, og til og med litt nede i mosanden. Sandfilteret på vannsiden er like nødvendig som på luftsiden fordi dammen skal tåle også en rask nedtapping av vannbassenget, noe som er en brutal påkjenning. Derfor er det ofte på jorddammer slakere skrånning på vannsiden enn på luftsiden.

I denne artikkelen er det mange opplysninger om torv, dette materiale som vi med hell har brukt til så mange formål ved jernbaneanleggene. Her får vi vite at *rosentorv* ikke har fått sitt navn etter rosenes

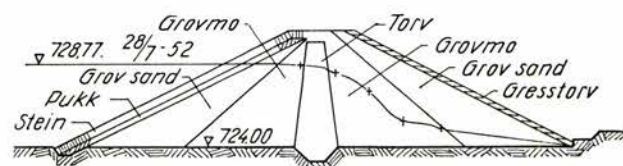


Fig. 1. Tverrprofil av hoveddammen ved Essand.

blomstringsprakt, men at det er en forvanskning av det tyske ordet *Rasen*.

For bygningstekniske og geotekniske formål er det tilstrekkelig å dele torven i 3 klasser:

Råtorv er praktisk talt uomvandlet torv. Den er fibrig, moseplantene er hele og det finnes nesten ikke kolloidale partikler. Plantefibrene har lukkede kar med sterkt kapillært bunnet vann, men mellom fibrene passerer vannet lett slik at permeabiliteten er stor.

Mellomtorv er noe omvandlet torv og har både hele plantedeler og kolloidale partikler. Fiberstrukturen er synlig, men massen er grøtaktig og virker «fet».

Svarttorv er sterkt omvandlet torv med overveiende kolloidale partikler og praktisk talt uten synlige plantedeler. Fargen er vanligvis svart, og massen er såpeaktig glatt. God til tetning og dessuten plastisk.

Det som vi kaller rosentorv, tilhører gruppen råtorv. Den er lekk som en sil og egn seg derfor ikke til tetning hverken i jorddammer eller i grøftebunner. Rosentorvens gode bygningstekniske egenskaper skyldes fiberseighet, filteregenskaper og vannoppsugingsevne. Derfor bruker vi denne torven, som vi heretter bør kalle råtorv, både som bunnlag og fugemateriale i steinsatte bratte vannløp. Her er råtorven slitesterkt fugemateriale, glimrende filter mot underliggende erosjonsfarlig jord, elastisk slik at små forskyvninger tåles, og dertil frostisolerende. I sannhet et nyttig materiale som gir en elegant løsning av et vanskelig bygningsteknisk problem. Uten videre forstås at det er råtorv vi helst skal bruke som filter mellom jord og bakfyll ved landkar og murer. Ingen torv er telefarlig, dvs. isranddannende, men vi bruker av praktiske grunner råtorv i buntene som legges ned under linjen. Den gir seige og håndteringskraftige bunter og et bæredyktig underlag.

Når tetningen er det primære og vannhastigheten er liten, som f. eks. i grøftebunner, bruker vi med fordel en mørk mellomtorv eller svarttorv.

Det er en del likhetspunkter ved jorddammer og vei- eller jernbanefyllinger av jord, både når det gjelder påkjenning og stabilitetsforhold. En frittliggende fylling kan bli utsatt for fullt vanntrykk ved at stikkrennen stoppes til. Vi har vanligvis ikke noe stabiliserende filter på fyllingens sider, og en slik katastrofepåkjenning tåler ikke fyllingen, selv ikke i kort tid. Det må gå galt hvis det ikke, så å si øyeblikkelig, lykkes å få uttapping gjennom stikkrennen.

Langt større mulighet for fullt vanntrykk er det for fyllinger i halvskjæring hvor det går eller siger vann i linjegrøften store deler av året. Bunnen i linjegrøften er sjelden helt tett. Hvis fyllingsmassen ikke er selvdrenerende og det ikke er noe drenerende filter i fyllingens underkant eller i fyllingsskråningen, er det mulighet for høy grunnvannstand inne i jordfyllingen. Vi har da også smertelige erfaringer for at det er kvabbfyllinger i halvskjæring som er linjens svakeste punkter.

Den primære årsak til brudd i slike tilfelle er vanntrykket og den sekundære årsak er jordens oppbløting, som igjen vil si at jordens *skjærfasthet* er blitt minsket inntil bruddgrensen.

Skjærfasthet i jord

Regnet fra terrengoverflaten er det øvre jordlaget relativt tørt storparten av året, og det er både luft og vann i porene. Vanninnholdet varierer med jordart og årstid.

Under dette laget er alle porer i jorden fylt med vann som er kapillært trukket opp fra det virkelige grunnvannsnivået. Maksimal tykkelse på kapillærlaget er bare noen få centimeter i grus og sand, men kan være f. eks. 1—6 m i meget finkornig sand og f. eks. 10—100 m i leirholdig jord og leire. Som oftest ligger grunnvannsnivået høyt oppe under den oppsprukne og delvis selvdrenerende tørrskorpen, og kapillærlaget har ikke særlig stor betydning i praksis.

Til høyre i fig. 2 er tegnet diagram for vertikaltrykket fra overliggende jord. Vanntrykket, i dette tilfelle det hydrostatiske vanntrykket, er avsatt. Differansen mellom jordvekt og vanntrykk er det *effektive* vertikale trykk mellom jordpartiklene, og dette kan en lese av i en hvilken som helst dybde i den skraverte del av diagrammet.

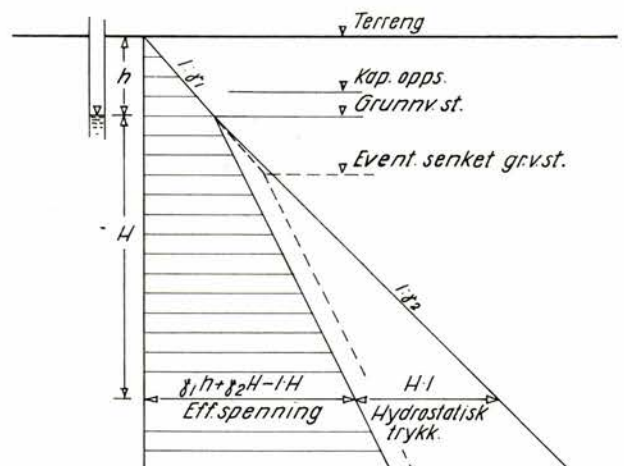


Fig. 2. Vertikaltrykk i jord med hydrostatisk fordeling av vanntrykket i grunnen.

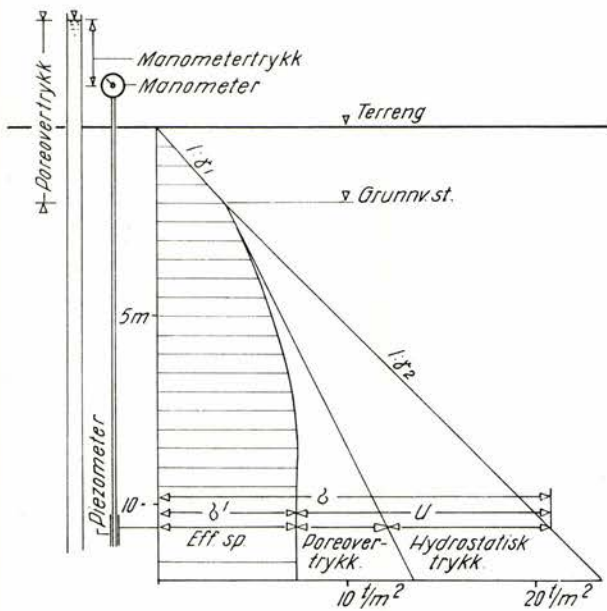


Fig. 3. Vertikaltrykk i jord med overtrykk i grunnvannet (poreovertrykk).

I geoteknikken brukes de korte uttrykkene total normalspenning, poretrykk og effektiv normalspenning.

Hvis vi senker grunnvannstanden, f. eks. ved hjelp av grøfter, så oppnår vi en tørrlegging høyt oppe i jordskorpen, og det er vi alle klar over er bra. Ser vi på diagrammet, oppnår vi også en økt effektiv normalspenning i underliggende jord, og dette er en sak som vi nok ikke har vært fullt klar over. La oss med en gang slå fast at drenering i overflaten har en gunstig innflytelse også i jorden på stort dyp.

Grunnvannet siger fra høyere til lavere steder, og i vassdrag og sjøer kommer det i dagen. I grove jordarter som grus og sand møter sigevannet liten motstand. I finkornig jord som leire er motstanden stor, men leire er ikke tett slik som en tidligere trodde. I denne forbindelse har det sin interesse at det her hjemme var den svenske jernbane-geoteknikeren *John Olsson* som overbeviste oss om at selv en finkornig leire er vanngjennomtrengelig og at det kan presses vann ut av leire. Dette var i forbindelse med Holmenkolbaneprosessen i 1923 og 2 norske profesorer protesterte energisk [3].

Løsavleiringene som dekker fjellet, er stort sett bygget opp lagvis av grove og finkornige lag, og lagdelingen er tilnærmet parallell med fjelloverflaten. Selv i leire som med bart øye synes jevn, er det slik lagdeling.

Her er det fristende å gjøre et lite sidesprang for å slå ihjel myten om «vannårer». Vannet går ikke i årer, men i lag som oftest har stor utstrekning i

bredden. Når brønngraveren tror at han har truffet på en vannåre fordi vannet plutselig spruter frem under spaden, så betyr det at han har blottlagt overkanten av et vannførende lag i et enkelt punkt.

Hvis porøse jordlag er dekket av tettere jordlag, er det stor mulighet for at sigevannet kan bygge opp et trykk som er større enn det hydrostatiske trykk. Stikker vi hull på det tette laget, hender det at vannet spruter høyt over bakken og fenomenet er velkjent som artesiske trykk. Geoteknikeren kaller det poreovertrykk.

Når det er poreovertrykk i jorden, fig. 3, vil det effektive vertikalktrykk være mindre, og som vi skal se senere, svekker dette jordens fasthet. Som et grensetilfelle kan det tenkes at poretrykket blir like stort som vekten av den overliggende jorden. Større kan det ikke bli, for da løftes terrengoverflaten og vi får et veritabelt grunnbrudd.

Den *almenggyldige* ligning for skjærfasthet i jord er enkel, og den er satt opp så tidlig som i 1776 av franskmannen *Coulomb*.

$$s = c + \sigma^1 \text{tg } \emptyset = c + (\sigma - u) \text{tg } \emptyset$$

hvor

c = sann kohesjon

\emptyset = sann friksjonsvinkel

σ^1 = effektiv normalspenning

σ = total normalspenning (inkl. eventuell belastning på jordoverflaten)

u = poretrykk (dvs. oppdrift)

Når skjærfastheten uttrykkes på denne måten, er c vanligvis liten selv for leirer. I sand og sandige jordarter er c nær lik null og vi kan uten nevneverdig feil sette

$$s = (\sigma - u) \text{tg } \emptyset.$$

Den sanne friksjonsvinkel er ca. 45° i ru stein, ca. 35° i sand, ca. 30° i kvabbjordartene og kan være helt nede i 20° for leire.

Leddet $(\sigma - u)$, som gir uttrykk for det effektive trykk korn mot korn og som vi tidligere har kalt den effektive normalspenning, er avgjort det interessanteste leddet.

I jord som ligger over grunnvannstanden er $u = 0$ og skjærfastheten er så stor som $s = \sigma \text{tg } \emptyset$. Under grunnvannstanden varierer u i størrelse fra hydrostatisk poretrykk til en maksimal størrelse lik totaltrykket fra overliggende jord. Hvis jord har sterkt poreovertrykk, skjønner vi uten videre at dette er farlig, og som et grensetilfelle kan $u = \sigma$ og $s = 0$. I siste tilfelle er det ikke noe trykk korn mot korn og jorden har konsistens som en væske. Kvikksand,

flytjord, sigejord osv. er i og for seg gode betegnelser, men vi skjønner nå at dette er betegnelser for en tilstand i jordarten, og at det ikke betegner noen materialeegenskap. All slags jord kan bli flytende hvis poretrykket er tilstrekkelig stort.

Legges en last på jordoverflaten, f. eks. en fylling, vil vekten i første øyeblikk overføres til porevannet uten å øke trykket korn mot korn og uten å øke skjærfastheten. I grove jordarter unnviker porevannet hurtig og vekten vil tilsvarende hurtig overføres til jordpartiklene. Slik jord kaller vi med større eller mindre tilnærming ren friksjonsjord. I finkornig jord og leire som får økt belastning, møter porevannet så stor motstand mot sin bevegelse at det tar år før skjærfastheten øker nevneverdig. Det er ønskelig å påskynde denne konsolideringsprosessen, og heldigvis har vi nå fått midler til det (sanddrener).

Vi må i denne sammenheng nevne at vi tidligere anså leire for å være en ren kohesjonsjordart, dvs. at friksjonen spilte en helt underordnet rolle. Denne betraktningmåten brukes fremdeles i visse tilfelle fordi beregningsmåtene da er forenklet, og metoden er tilnærmet riktig for «byggetilstanden», dvs. umiddelbart etter vi har lagt ut en fylling eller tatt en skjæring. Stabilitetsvurdering med skjærfastheten definert på denne måten kalles en $\phi = 0$ -analyse. For langtidsfenomener, f. eks. leire som ved belastning er utsatt for konsolidering eller ved avlastning er utsatt for svelling, må en bruke Coulombs ligning og ta hensyn til poretrykket. Denne beregningsmåten kalles en $c\phi$ -analyse. Dypere innsikt i disse problemene kan vi få ved å studere publikasjon nr. 16 fra Norges geotekniske institutt [4].

Praktiske eksempler

Etter at vi nå har gjort oss fortrolig med at vanntrykket er av dominerende betydning for jordens skjærfasthet — og også gjort små sidesprang — går vi over til noen praktiske eksempler. Det velges eksempler med generell karakter fra saker som jernbanens geotekniske kontor har arbeidet med i løpet av de siste par år.

Utette linjegrøfter

I januar 1958 satte det inn med et voldsomt regnvær på snødekket mark i Nordland. Mellom Kvalfors og Mosjøen, hvor linjen på en lengre strekning ligger i halvskjæring, inntraff flere ras i fyllingskråninger. Fyllingshøyden er fra foten ca. 6 m og jordarten både i skjæring og fylling er fin mosand som er noe leirholdig. Dalsiden på oversiden er bratt og det er mye vann.

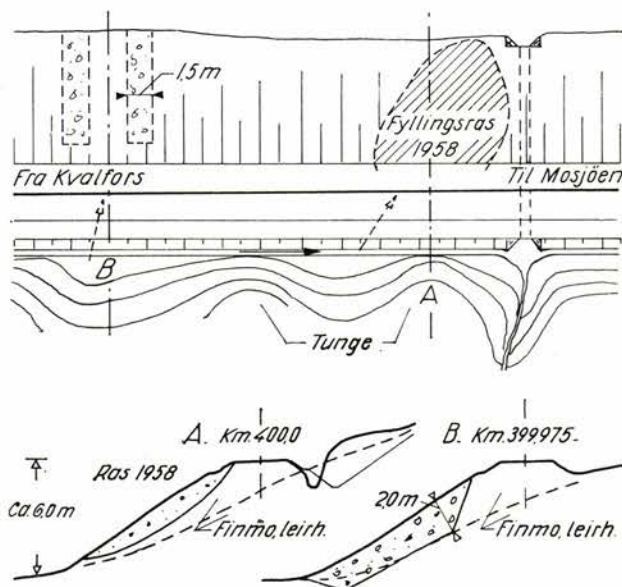


Fig. 4. Fyllingsras og svakt linjepunkt. Nordlandsbanen, km 400.0.

Ett av fyllingsrasene, fig. 4, gikk merkelig nok tett inntil og til dels over en uklanderlig stikkrenne. Raset gikk avgjort i selve fyllingskrånningen uten å nå ned i undergrunnen. Terrenget på linjens overside er til dels sigete, og det trykker på linjegrøften. Ved A var det en utpreget tungedannelse, men linjegrøften var angivelig holdt oppe i riktig dybde. Fyllingsraset forklares ved at det ved A hadde dannet seg en barrikade av våt snø og at det oppdemte vannet hadde tatt seg vei på skrå gjennom fyllingen.

Raset ble reparert ved at gropen ble fylt med grus. Profilet er sterkere enn før raset, det minner litt om en jorddam med stabiliserende grusfilter på utsiden.

Ovenfor B er det i dalsiden en svak erosjonsfure fra overflatevann vår og høst. Det er sannsynlig at linjegrøften er ført noen få meter gjennom oppfylt grunn. Under alle omstendigheter går ikke linjegrøften her i overbevisende fast bakke og det er antydning til forsenkning i linjegrøften. Slike punkter er *farlige* når en som her har kvabmasser og det ikke er gjort noe for å drenere utsiden av fyllingen. Når det under anlegget — formodentlig under tvil — er spart på en stikkrenne, så burde minsteforanstaltningen vært de 2 grusfylte grøftene som nå skal tas i fyllingskrånningen.

Videre skal en fortsatt sammentrykking av linjegrøften hindres ved utslaking og drenering av skjæringsskrånninger.

Symptomene og manglene er velkjente fra andre banestrekninger. Nettopp slike forhold som her er beskrevet, kan utløse ras, og erfaringen viser at de

kan komme mer enn 50 år etter banens anlegg. I løpet av en slik tid må en tro at det også tidligere har forekommet like ugunstige værforhold, og det er naturlig å trekke den slutning at vedlikeholdet ikke har vært slik som det skulle, kanskje i en tid da andre arbeider har hatt prioritet fremfor vedlikehold. Men vi skal heller ikke se bort fra den mulighet at rent ytre forhold har forandret seg. Snauhogging av felter ovenfor linjen, oppdemming av vassdrag og konsentrasjon av drensvann ovenfor linjen kan avgjort tenkes å forverre forholdene i linjen. Under alle omstendigheter er tendens til forsenkning i linjegrøften, og vanligvis tiltakende tendens, uten unntakelse et tegn på at både vann og finmateriale går gjennom linjen. Slike punkter er direkte *brudd-anvisere*.

I siste tilfelle må første tiltak være å bedre avløpet ved å senke linjegrøften frem til stikkrenne. Lukket drensgrøft på innsiden kan nok også bedre forholdene, men har den svakhet at den er lite kontrollerbar. Vi har ikke så få eksempler på at terrengforskyvninger i slike punkter har ført til brudd på drensledninger, og så blir virkningen den motsatte av det vi hadde tenkt. Hvorfor ikke gripe ondet med roten og tette linjegrøften?

Til tetning av bunn og sider har vi ofte brukt myrmasser. I overensstemmelse med det som er sagt tidligere om torv, skal det ikke brukes råtorv (rosentorv), men en godt omvandlet og helst en fiberløs svarttorv. Den sikreste og mest rasjonelle løsningen i dag er imidlertid den pre-fabrikerte og lamellerte betongrennen. Den skal være f. eks. 10 cm høy, tilpasset grøfteprofilen og fundamentert og omgitt av svarttorv.

Ta også på slike utsatte punkter en grusdrenering i fyllingsskråningen.

Urolige steinfyllinger

Som eksempel velges en steinfylling på Drammenbanen hvor årvisse løftinger har vært nødvendig så langt tilbake som en har beretninger, fig. 5. Fyllingen er lagt ut over et lite tværrdrag med vekslende lag av sand og leire i foten og 3—5 m til fjell. Forsenkningen på fyllingens oppside har et beskjedent nedslagsfelt. Det er ikke mulighet for avledning av overflatevann i linjens retning og det er ingen stikkrenne.

Tomten nedenfor fyllingen er for få år siden blitt bebygget, og det er planert endel for gressplen. De første par årene var plenen tørr og fin, men etterat påfylt jord hadde satt seg, rant vårvannet ut over plenen. En påstand om at vannmengden i fyllingsfoten var økt kunne avvises. Derimot var det en

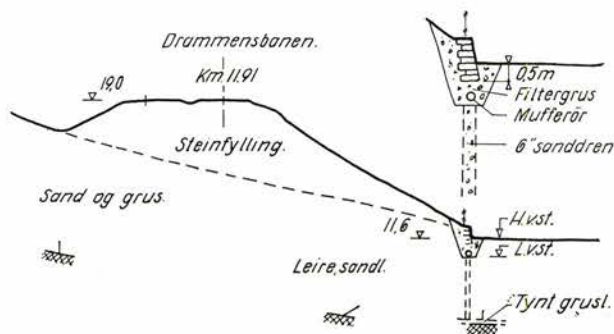


Fig. 5. Urolig steinfylling. Drammenbanen, km 11,91.

kjensgjerning at fyllingsfoten stadig krøp lengre inn på eierens grunn. Saken ble ikke bedre ved at tomteieren med full rett fjernet stein i fyllingsfoten.

Snøsmeltevannet i steinfyllingens underkant har nok hatt sin betydning for bevegelsen, men langt alvorligere er det at det i jordlagene under fyllingen ble konstatert et betydelig overtrykk i porevannet selv i tørre perioder. Fyllingens stabilitet var ikke overbevisende.

Som botemiddel er valgt å grave en drensgrøft i fyllingsfoten. Forsiktigvis ble det gravet 3 m lange røft om gangen. Denne vil senke grunnvannstanden til noe under laveste grunnvannstand i tørre perioder. Fra grøftens bunn er med 3 m mellomrom utført 6" vertikale sanddrener ned til fjell, og disse eliminerer poreovertrykket. I grøften er det lagt 6" mufferrør som er helt omhyllt av grus (filtermasse) og en beskjeden steinmur er lagt opp som begrensnings av steinfyllingen.

Strekningen Lunde—Gjerstad på Sørlandsbanen har 4 høye steinfyllinger som 35 år etter anlegget er alt annet enn rolige. Synkningene har vært betydelige — opptil et par meter — og det oppgis at synkningene snarere synes å tilta enn å avta. På enkelte steder kan det oppstå plutselige og store hull under skinnegangen. Disse hullene kommer gjerne midtsommers eller utpå høsten, merkelig nok.

Grunnundersøkelser ble utført i mai 1957. Karakteristisk for disse fyllingene er det at de består av meget stor stein og at det under fyllingen er små dybder til fjell. Jordlaget over en moderat hellende fjelloverflate er 2—5 m og består hovedsakelig av mosand. Til tross for at grunnundersøkelsene ble utført like etter snøsmelting, hadde disse permeable jordlagene rullet å tørke opp, og grunnforholdene virket i og for seg tillitvekkende.

Stedene ble besøkt igjen våren 1958, og en passet da på — så å si på dagen — å være der under en kortvarig, men hissig snøsmelting. Vannets gang i

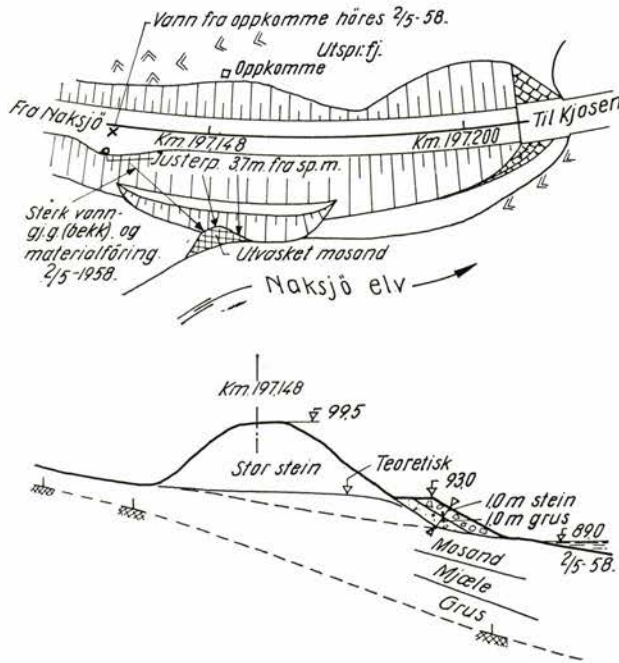


Fig. 6. Urolig steinfylling. Sørlandsbanen, km 197,15.

underkant av fyllingene, i mosanden under fyllingene og til dels også i det oppsprukne fjellet ble klarlagt. Erosjonsvirksomhet i mosand mellom de store steinene i bunnen av fyllingene var åpenbar. Det alminnelige botemiddel måtte bli å fange opp vannet i åpne eller lukkede grøfter, om mulig på linjens overside. Da vannet sprang frem i oller på så utilgjengelige steder som midt under en 7—10 m høy fylling, måtte en også gripe til drenering på fyllingens nedside.

I ett av tilfellene kunne ikke vannet fanges hverken på oppsiden eller nedsiden, og det er her foreslått et botemiddel som er ukonvensjonelt.

Den ca. 200 m lange steinfyllingen mellom tunnelåpning og bru over Naksjøelva synker, fig. 6. Avgjort verst er forholdene på et 30 m langt parti omkring km 197,14, hvor det inntreffer plutselige synkninger under skinnegangen og hvor det ellers er påkjørt store mengder pukk. På linjens overside er det fjell i dagen og det er en liten jordfylt forsenkning i fjellet under det nevnte parti. Ca. 15 m bakenfor dyprennen og midt under fyllingen kunne en tydelig høre et vannoppkomme. Det er mulig at dette vannet kommer opp i bart fjell på samme måte som en olle på fyllingens oppside. På fyllingens nedside kom det frem 3 markerte vannløp, og betydelige mengder utvasket mosand hadde lagt seg opp. Denne oppleggsmassen vaskes senere bort under flom i Naksjøelven. Erosjonsvirksomheten i underkant av steinfyllingen er her en direkte årsak til synkning og hull-

dannelser. Materialføringen foregår noen få dager i året, fortrinnsvis under snøsmelting og samtidig lav vannstand i elva.

Det er lett å se etterpå at her skulle ollene ha vært fanget inn i sikre drensløp før fyllingen ble lagt ut og det burde også vært bygget stikkrenne, selv om det her bare er vårvann. Det er ikke mulig å gjøre det nå.

Det vil bli lagt opp en fylling på utsiden av hovedfyllingen. Den skal bygges som et omvendt filter med naturgrus på innsiden og stein på utsiden, og hensikten er å stanse utvasking. En må regne med at mosand avleires inne i hovedfyllingen opp i høyde med topp av filter og at vannet demmes opp i samme høyde. Hovedfyllingens stabilitet — sett isolert — blir da noe mindre, men tar en støttestilling og grunnforholdene med i vurderingen, blir stabilitetsforholdene fullt tilfredsstillende.

Vannsyke skråninger

En ca. 10 m høy jordfylling ved Begna på Randsfjordbanen krevde årlige justeringer på grunn av synkninger. Nedre del av fyllingsskråningen var bløt slik at en sank i til knes, og veigrøften i fyllingsfot måtte stadig renskes opp, fig. 7.

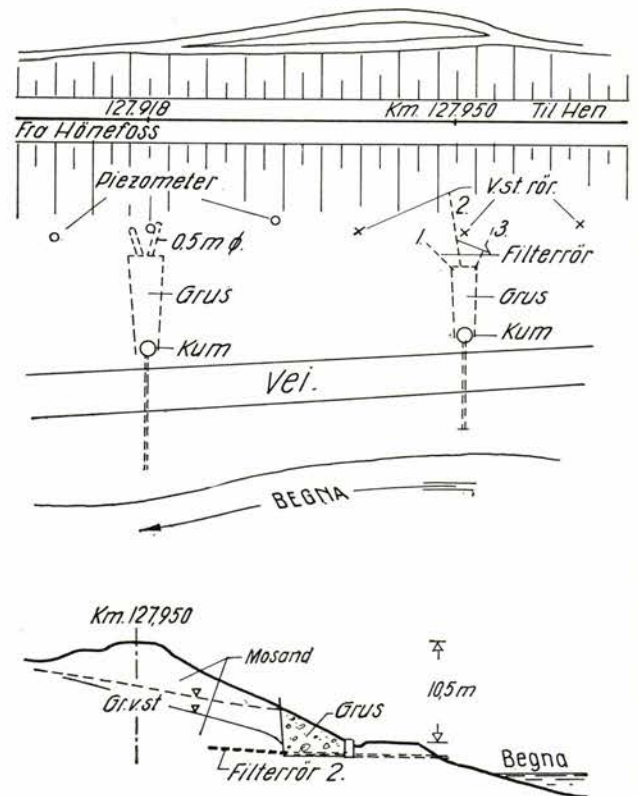


Fig. 7. Vannsyk fyllingsskråning. Randsfjordbanen, km 127,95.

Den naturlige løsavleiring på stedet er mosand, og fyllingen er bygget opp av samme materiale. På fyllingens innside er det en forsenkning slik at vann står oppdemt under snøsmelting. Det er sannsynlig at det tidligere har vært linjegrøft i naturlig bakke med avløp til stikkrenne, men at terrenget i årenes løp har sunket fordi vannet har trengt ned i den porøse jorden. Stikkrenneinnløpet ligger nå 1 m for høyt. Stikkrennen er bratt og fundamenthellene er noe forskjøvet. Det var ikke forsvarlig å føre mer vann til stikkrennen ved å fylle opp forsenkningen.

Vi har valgt å forsøke å drenerer fyllingsfoten i 2 særlig våte punkter ved å grave en bred og horisontal grøft lengst mulig inn fra fyllingsfot og deretter fylle med grus. En måtte regne med at mosanden



Fig. 9. Foto av vannføring i filterrør $\varnothing = 1\frac{1}{2}$ " like etter innramming.



Fig. 8. Ferdige tamponger, 1,0 m lange, $\varnothing = 0,50$ m, med innvendig kjerne av grovkornig lok-slagg og ytre lag av finkornig lok-slagg. Tampongene er omhyllet av finmasket metallduk.

ville få flytetendenser selv ved moderat inngravningsdybde, og gravingen foregikk innenfor sterkt avstivet spunnvegg på 3 sider.

Forholdene lå til rette for et forsøk på å øke dreneringsvirkningen ved å utføre horisontale drener gjennom spunnveggen i stoffen.

Ved km 127,918 valgte vi å lage 2 horisontale dren med lengde 4 m og $\varnothing = 0,50$ m. Et stålrør med denne diameter ble presset inn med hydraulisk donkraft og massen inne i røret ble samtidig fjernet ved spyling. I røret ble det lagt inn filtertamponger laget av finmaskede netttingsylindere som var fylt med 2 forskjellige fraksjoner lok-slagg, fig. 8. Så snart en tampong med lengde 1 m var brakt på plass, ble stålrøret trukket tilsvarende ut.

Det var endel vanskeligheter under arbeidet med det første drenet. Sandvellingen som fløt ut av stålrøret, måtte stoppes før første tampong kunne

bringes på plass. Dette ble gjort ved å lure inn en rist som hadde horisontale brett. Ved uttrekking av stålrøret og ved mothold på tampongen utvidet tampongen seg, og den satte seg fast som en «sandpropp». Et overdådig lag med grønnsåpe på tampongene ble løsningen. Produksjonen av såpeskum ble dessverre ikke fotografert.

Arbeidet ble ledet av konstruktør *Klaus Pettersen* ved geoteknisk kontor, og det krevdes både oppfinnsomhet og tålmodighet ved det første drenet. Ved det andre drenet gikk arbeidet glatt.

Vannføringen i disse 2 grove drenene var upåklagelige. Da vannet rant ut bak en spunnvegg, lot det seg ikke gjøre å få pålitelige målinger av vannføringen. Det er på det rene at de i vesentlig grad effektiviserer drenasjen.

Ved km 127,950 ble det valgt å prøve en langt billigere form for horisontal drenering. Fra spunnveggen i stoffen ble det rammet inn 3 stk. filterrør $\varnothing = 1\frac{1}{2}$ ". Filterrørene var satt sammen av 1 m lange «sandspisser», som er billig og kurant handels-

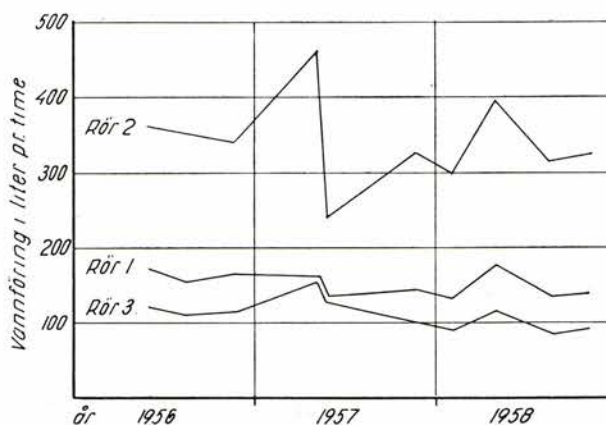


Fig. 10. Målt vannføring fra de 3 filterrørene på fig. 9 de første $2\frac{1}{2}$ år.

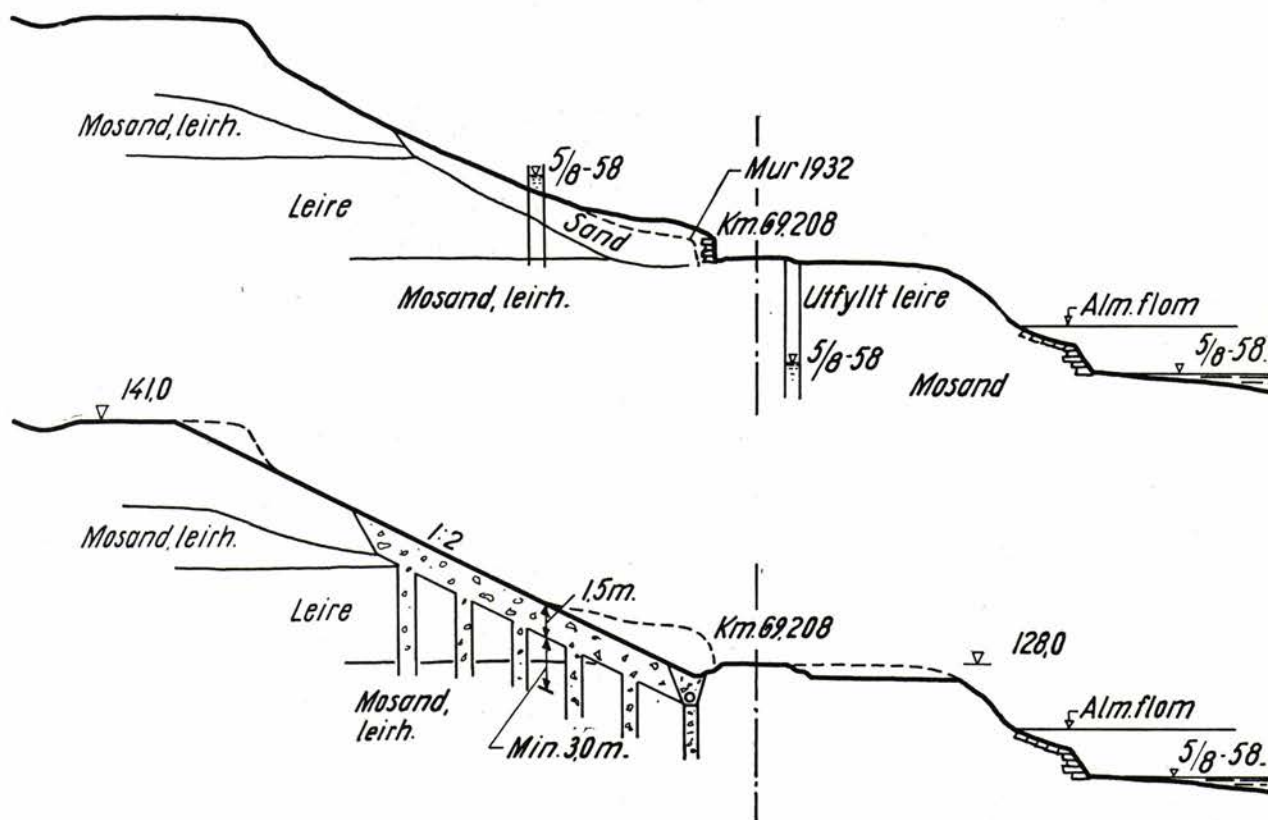


Fig. 11. Vannsyk skjæringsskråning og mur som har beveget seg. Eidsvoll—Hamar, km 69,21.

vare. Det midtre røret har en effektiv filterlengde 8 m og siderørene 4 m. Lett og lekende ble rørene vibrert inn med et lite pressluftverktøy. Fig. 9 er et foto tatt like etter at rørene er kommet på plass, og det sees at vannføringen er betydelig.

Filtorrørene ble forlenget frem til kum hvor vannføringen kunne måles i fremtiden for hvert av rørene. Fig. 10 viser vannføringen i løpet av 2½ år frem til i dag. I de 4 m lange filtorrørene er vannføringen 100—140 l/time og for det 8 m lange filtorrøret ca. 300 l/time. Vannføringen er følgelig omtrent proporsjonal med filterlengden. Bortsett fra sesongvariasjoner har vannføringen holdt seg noenlunde konstant. Det kan spores en avtakende tendens, men dette kan skyldes en grunnvannstandssenkning på langt sikt.

Frem til kummen er det flere drensledninger i bunnen av grøften foruten de nevnte forlengelser av filtorrørene. Fra kummen er det ført et kloakkrør frem til utsiden av veien, og en må tro at storparten av det samlede drensvannet går i dette kloakkrøret. Her var vannføringen umiddelbart etter at systemet var ferdig, 2000—3000 l/time, men den sank i løpet av 1 år til en konstant vannføring ca. 1200 l/time. Synkningen skyldes selvfølgelig at grunnvannstan-

den i området rundt grøften er blitt betydelig senket, noe som fremgår av profilet, og det var jo nettopp det som var målet.

Det kan slås fast at etter 2½ år er den totale mengde av drensvann temmelig konstant og lik ca. 1200 l/time. Vel 500 l/time eller henimot halvparten kommer fra de 3 billige filtorrørene. Resultatet er meget oppmuntrende.

Det er mulig at fortsatte observasjoner vil vise at filtorrørene har tendens til å tette seg, i så fall skyldes det at små jordpartikler har satt seg fast i filtrene eller at filtrene korroderer. Under alle omstendigheter har vi fått erfaring for at vi i en kritisk situasjon kan tappe store mengder vann av en vannsyk fylling på en rask og billig måte — uten nevneverdig gravearbeid.

Som et annet eksempel velges en bløt og sigete skjæringsskråning like nord for Eidsvoll, fig. 11. I foten av den slake skjæringsskråningen er det en lav mur og fyllingsskråningen ut mot Vorma har solid steinbeskyttelse. Allerede i 1932 hadde en mål på at muren var trykket 0,60 m inn mot linjen, og den har fortsatt å røre på seg slik at den i dag ligger nær inntil det frie profilet.

En må tro at det her opprinnelig har vært en vanlig skjæringsskråning, men at denne har vært urolig til tross for utslakning, og at en så har lagt opp en steinmur i foten. På et eller annet tidspunkt er det masseskiftet med grus bak muren og et lite stykke opp i skråningen, men rolig er det ikke blitt.

Hvis det ikke hadde foreligget andre opplysninger, ville en tenke på kraftige overflatesiginger i skjæringsskråningen. Imidlertid har en også merket små sideforskyvninger i linjen, og det er også tegn på at selve steinbeskyttelsen nede ved Vorma har rørt på seg i det lange løp. Det må være bevegelser i grunnen under muren, til tross for at vekslende lag med grov leire og finsand er meget faste å bore i.

Utførte piezometermålinger viste at grunnvannstanden i en relativ tørr periode sto lavt på linjens utside, hele 5,7 m under overflaten. På linjens innside derimot, like bak muren, ble det på samme tidspunkt konstatert et betydelig overtrykk i grunnen langt under muren. Vanntrykket må være vesentlig større om våren.

Muren, som kan sies å ha vært en nødsforanstaltning, men også har gjort sin nytte i lang tid, vil bli fjernet. Det vil bli tatt normalt skjæringsskråningsprofil med skråning 1 : 2. I skjæringsskråningen skal det tas 3 stk. grusfylte grøfter som munner ut i en langsgående drenggrøft under linjegrøft. Fra bunnen av samtlige drenggrøfter skal det utføres vertikale sanddren. Dette er et helt ordinært drengarbeid av en skjæringsskråning med tanke på å senke vannstanden, men med den viktige tilleggsforanstaltning at poreovertrykket punkteres.

Denne siste tanken er langt fra å være ny. I avslutningsrapporten for Namsos—Grongbanen [5] er det skrevet om en vellykket drenering av artesisk trykk i grunnen under en fylling. I anleggstegegnene fra 1928 går det frem at det ved nøyaktige boringer er fastlagt sandlag som i snitt er linseformede og at det er overtrykk. Før fyllingen ble lagt ut, er det utført en systematisk dypgrøfting ned til overkant av disse sandlagene. Grøftene er fylt med grus.

Statsgeolog dr. *Gunnar Holmsen* har vært pionér også når det gjelder grunnvannets forekomst og art [6], [7]. Han foreslo på tidlig tidspunkt rørbrønner som drengkanaler for å minske faren for leirskred. Fra hans publikasjon «Elvebrudd og grunnundersøkelser på Bragernes» (Drammen 1927) siteres: «Det artesiske vann er stadig en trusel for grunnens stabilitet, da det på en ganske annen effektiv måte enn alminnelig grunnvann oppløser den. Ennu vet

vi ikke mere om dets forekomst enn at det stod 17 fot over marken i et borhull på Albums løkke i 1840. Ikke vet vi fra hvilket dyp det kom, og ikke kjenner vi tilsigets størrelse, men det vi vet gir oss et sikkert vink om hva vi har å gjøre. Vi må oppsøke det artesiske bekken ved en ny boring, og søke å tappe det ut, eller iallfall å minske dets hydrostatiske trykk.»

Kanskje kan vi si det slik at med den alminnelige utvikling på det geotekniske område har vi fått bedre forståelse og gjenoppdaget poreovertrykket. Like viktig er det at vi har fått praktiske metoder til å oppspore overtrykket og at vi har fått utviklet relativt billige metoder til å døyve det. Den praktiske utførelse av sanddrener er beskrevet i den følgende artikkel.

Det kunne være fristende som en avslutning å ta med et par eksempler på drenering av en helt annen størrelsesorden. Det siktes her til planlagt dypdrenering i søndre skråning for fremtidig skiftebanegård i Lodalen, og for Drammenbanens dobbeltspor-anlegg over Lierstranda. På begge disse stedene er det løs kvikkleire ned til stort dyp, og det er overtrykk i grunnen. I Lodalen skal leirens fasthet økes på langt sikt ved vertikal eller horisontal drenering. På Lierstranda skal konsolideringen under utlagte fyllmasser og dermed fasthetsøkningen i underliggende leire påskyndes ved vertikal drenering. Samlet lengde av sanddrene på disse stedene vil dreie seg om 5 km i Lodalen og 50 km på Lierstranda.

Sluttbemerkning

Det er publisert relativt lite om drenering av vei og jernbane her i landet. Heller ikke normalforskriftene våre inneholder meget om dette emnet. Avslutningsrapporter for jernbaner og blant disse særlig avslutningsrapporten for Dovrebanen [8] gir detaljerte opplysninger om utført drenering. Dette har på langt sikt vært et meget lærerikt materiale. Standardverket «Vei- og jernbanebygging» forfattet av professor *Kolbjørn Heje* [9] gir den beste oversikt, men en savner detaljer, og det er behov for åjourføring. De tyske statsbaners «Richtlinien für die Entwässerung und Festigung der Erdbauten» [10] er en mønstergyldig publikasjon, som vi alle kan studere med utbytte. Her er det detaljerte tegninger for alle arter av overflatedrenering med sikte på å stabilisere linjen. Det nevnes i fleng: tørrlegging av ballastlag, tetning av linjegrøft, lukket grøft fylt med varig filtermasse og omhyllert drengrør, sikring av fyllingsfot og ikke å forglemme innplantning i skråninger. Dypdrenering er ikke beskrevet.

Selv små utrasninger på driftsbanen kan bli årsak til katastrofe. Den materielle skaden er ofte stor. Enkelte år får vi disse utrasningene i hopetall. Nesten uten unntakelse skyldes disse rasene «vann gjennom linjen» — i overflaten eller på dypet.

Med atskillig dristighet er mange av våre fyllinger bygget opp av kvabbmasser uten stabiliserende filter på utsiden, og de tåler ikke vanntrykk. De som har bygget, har forutsatt at grøfter og drensforanstaltninger blir holdt ved like, og at supplerende sikringstiltak blir utført etter lengre tids erfaring på driftsbanen. I krigstiden ble vedlikeholdet forsømt, og i de nærmeste år etter krigen, med mange andre krav, måtte en nøye seg med nødtørftige foranstaltninger.

Hovedstyrets baneavdeling har gått sterkt inn for fornyelser, utbedringer og sikringstiltak på linjen, og arbeidene er nå i god gjenge. Blant disse arbeidsoppgavene har linjens tørrlegging og sikring en høy prioritet.

Litteraturhenvisninger

- [1] Henriksen, H. K.: Regn og Ras — Vårt Yrke, tidsskrift for NSB, Oslo, nr. 3 — 1953.
- [2] Tveiten, Aasmund: Anvendelse av torv i dammer — Teknisk Ukeblad, Oslo, nr. 43 — 1955.
- [3] Olsson, John: Statens Järnvägars Geotekniska Kommissions Slutbetänkande. Bemötande en viss kritik. — Teknisk Ukeblad, Oslo, nr. 37 — 1923. Se også samme tidsskrift nr. 40, 45 og 47 — 1923.
- [4] Janbu, N; Bjerrum, L; og Kjærnsli, B.: Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver. Publikasjon nr. 16, Norges geotekniske institutt, Oslo, 1956.
- [5] Hovedstyret for Norges Statsbaner: Sluttrapport for Namsos—Grongbanen, Oslo, 1939.
- [6] Holmsen, Gunnar: Elvebrudd og grunnundersøkelser på Bragernes. Fremtidens Trykkeri, Drammen, 1927.
- [7] Holmsen, Gunnar: Det artesiske vann i våre leiravsetninger. Naturen, Bergen, 1931.
- [8] Hovedstyret for Norges Statsbaner: Avslutningsrapport for Dovrebanen, Oslo, 1926.
- [9] Heje, Kolbjørn: Vei- og jernbaneoverbygging, Oslo, 1941 og 1945.
- [10] Deutsche Bundesbahn: Richtlinien für die Entwässerung und Festigung der Erdbauten, München, 1957.

ARBEIDSMETODE FOR DYPDRENERING

Av avdelingsingeniør H. Hartmark

DK 624.138.3(481)=396

De marine leiravsetninger i vårt land er vidt berømt for sin lave fasthet. De fundamenteringstekniske problemer som dette fører med seg, har alltid skapt vanskeligheter ved større bygningsarbeider. Det er ikke mulig å skaffe til veie noe tall på hvor mange større og mindre skred og belastningsbrudd som har forekommet ved utlegging av fyllinger. Men vi kan gå ut fra at tallet er meget stort.

Risikoen for at grunnen skal bli overbelastet er større i dag i maskinenes tid enn de var dengang spaden og trillebåren var de viktigste redskaper ved våre anlegg. Den gang foregikk oppbyggingen av fyllinga over et langt tidsrom, gjerne som «flåfylling». Grunnen fikk tid til å konsolidere seg, som vi sier. Konsolideringen betyr rent fysikalsk at en del av leirens porevann i løpet av en viss tid presses ut som følge av det trykket den blir utsatt for. Dette fører med seg at leirens fasthet øker, og som en bivirkning får vi en sammentrykking av grunnen som ytrer seg som setninger av fyllinga.

Leiren er et så finkornig materiale at denne vannutpressingen kan ta meget lang tid; ikke bare år, men undertiden både årtier og århundrer.

De vannmengdene som skal presses ut, er ikke så store, men veien vannet skal gå er lang og trang

fordi leiren er tett. Hvis vi kan hjelpe vannet til hurtigere å finne veien ut av leiravsetningen ved en effektiv drenering, kan vi oppnå fasthetsøkning i løpet av kort tid.

Til en slik drenering nytter det ikke med grøfter i overflaten. Vi må ned til de store dyp, til 10—15 m dybde.

Den metode for dypdrenering som er blitt den alminnelige i alle land med lite bæredyktige jordlag, er metoden med vertikale sanddren. Før fyllmassene legges ut, etableres det et nett av loddrette sandfylte dren som vanligvis har en diameter av 6—8", dybde 10—15 m og innbyrdes avstand 2—3 m. Oppå terrenget og under fyllmassen legges deretter ut et sammenhengende filterlag av grus eller sand på noen desimeters tykkelse forat avvanningen skal kunne foregå uhindret ut til sidene. Sanddrener og fasthetsøkning i leire er tidligere omtalt av overingeniør Sv. Skaven-Haug i TM-NSB nr. 1, 1955 og nr. 2, 1956.

En vesentlig betingelse for at metoden skal kunne benyttes i praksis, er at det er økonomisk overkommelig å utføre det store antall dren som skal til. Det kan dreie seg om flere tusen dren for en større fylling.

Det har i Sverige vært benyttet meget mekaniserte metoder bygget på det prinsipp at et foringsrør presses ned under massefortrengning. Dette prinsippet har vi ikke benyttet her i landet. Vi er redd for at massefortrengningen vil nedsette fastheten i våre sensitive eller kvikke leirer.

Vi har i stedet gått samme vei som i Holland, idet de bygget på et velprøvet prinsipp fra geotekniske undersøkelser, nemlig spyleboringen. Hollenderne har konstruert et slikt utstyr som har vært benyttet endel her i landet. Utstyret er imidlertid tungt, krever stort vannforbruk, og metoden er ikke så rask som vi skulle ønske.

Ved jernbanens geotekniske kontor er vi nå kommet frem til en metode og et utstyr som i sin enkelhet og effektivitet er et så stort fremskritt at vertikal sanddrenering nå må sies å være en kurant metode for stabilisering av byggegrunn.

Utstyret består av en spylekrans med viggete sagtenner slik som en ser på fig. 1. Trykkvann tilføres gjennom et stålrør som samtidig tjener som skjøtstang for å kunne føre spylekransen ned til nødvendig dybde. Gjennom forgreninger ledes spylevannet ut til kanten av spylekransen. Vi ser av bildet hvorledes dette virker.

Redskapen føres ned i jorden, og man lar den skjære seg ned i leiren. Ved å dreie boret rundt skjærer sagtennene ut et sirkulært hull. Spylevannet hjelper til å løse opp massen. Leiren innenfor begrensningen av hullet blir flytende på grunn av omrøringen og vanntilsetningen. Dette slammet strømmes da opp til overflaten.

Det er ikke alltid nødvendig å dreie boret rundt hvis leiren er svært løs, men det er en fordel å ha litt belastning på boret. Vi belaster derfor boret med et 25 kg lodd eller mere. Loddet bæres av en selvvirkende kuleklemme som gjør at loddet med et håndgrep kan løftes opp etter hvert som boret synker. Klemmen er samtidig utstyrt med håndtak. Med 2 manns betjening går det da meget raskt å bore opp hull til 10—15 m dybde (fig. 2).

Når hullet er ferdigboret, vil det være fylt med leirslam. Det er nødvendig å rengjøre hullet før vi fyller i sanden. Dette gjøres på en effektiv måte ved at man kobler fra vannslangen og i stedet kobler på trykkluft. Ved hjelp av trykkluft blåses så hullet tomt på et øyeblikk. Det fylles på ny rent vann i hullet, og utblåsing gjentas 1 eller 2 ganger hvis det er påkrevet. Det er i og for seg en sensasjon at et hull i løs leire ikke klapper sammen når det blir tømt for vann. Lufttrykket står bare på en ganske kort stund, men sjokkvirkningen er antakelig



Fig. 1. Spylekrans for sanddrenering.

så stor at hullet holder seg åpent inntil det igjen blir fylt med vann. Til slutt trekkes spyleboret opp, hullet fylles med ren sand eller grus, og dermed er sanddrenet på plass.

Vi mener nå at det skal være mulig å utføre gjennomsnittlig 20—25 m sanddren pr. mann pr. dag. Dette skulle svare til en meterpris på ca. kr. 2,50. Hertil kommer utgiftene til sand som skal fylles i hullene, og filterlaget på toppen.



Fig. 2. Nedpressing av boret med belastning.

Konstruktør *Odd Aasebø* ved geoteknisk kontor har konstruert spylekranen og utviklet metoden til en rasjonell arbeidsmetode.

En vesentlig fordel ved utstyret er at praktisk talt alle deler er kurant handelsvare. Det er bare selve spylekranen som er spesial-konstruert, alt det øvrige slik som skjøtrør, koplinger, lodd, klemme m. m. er enten vanlig rørarmatur eller kurant grunn-

boringsutstyr som kan skaffes fra lager. — Av maskinelt utstyr behøver man en motorpumpe for høytrykk og en kompressor av minimale dimensjoner. Dette er også vanlig anleggsutstyr.

Vertikal sanddrenering har hittil vært benyttet for 4—5 arbeidssteder ved NSB, men vil i fremtiden få en stadig større betydning for sikring av fyllinger.

24

BEREGNINGSGRUNNLAG FOR NYE JERNBANEBRUER VED NSB AV 1958

Av overingeniør *Arne F. Killingmo*

DK 624.21:625.1(481)=396

Beregning og konstruksjon av jernbanebruer skjer på grunnlag av bestemte forutsetninger diktet av driftsmessige, statiske og materialtekniske hensyn. Disse hensyn undergår forandringer i tidens løp. Av størst betydning er endringen av de driftsmessige betingelser, representert ved togbelastning og kjørehastighet, som inntil de senere år har vist tendens til øking, og som derfor bestemmer bruens «aldersgrense», mens utvidelsen av vår erkjennelse gjennom statikk- og materialforskning på den annen side bidrar til å utvikle mer formålstjenlige og økonomiske nykonstruksjoner.

Forutsetningene, beregningsgrunnlaget, er således fra tid til annen gjenstand for revisjon, som blir uunngåelig når den virkelige øking av driftsbelastningen passerer den antatte.

Det ser imidlertid ut til at belastningsøkningen for bruer på hovedlinjer med ordinær trafikk i Europa nå ikke vil fortsette videre, idet Deutsche Bundesbahn ved revisjon av sitt beregningsgrunnlag i 1950 gikk til en, riktignok mindre, reduksjon i sin belastningsforskrift etter erfaringene fra «Lastenzug N», som hadde vært gjeldende fra 1922, og innførte det noe lettere Lastenzug S 1950 som tyngste lastforutsetning.

Ved NSB er det nylig gjennomført en omarbeidelse av det inntil nå gjeldende beregningsgrunnlag av 1932. Resultatet av omarbeidelsen ble et forslag til «Beregningsgrunnlag for nye jernbanebruer» (1958), som ble vedtatt i Hovedstyremøte 16.12.58 som gjeldende forskrift, og som det i det følgende skal gis en kort redegjørelse for.

I Hovedstyremøte 18.9.52 ble det vedtatt sådan endring i «Beregningsgrunnlag for nye jernbanebruer av stål» av 13.2.32, pkt. II A, 2 a:

«Følgende setning strykes:

Broer på Ofotbanen, Østfoldbanens vestre linje og Oslo Østbanestasjon beregnes for belastningstog type A, og broer på de øvrige bredspore baner for belastningstog type B.

I stedet settes:

Alle nye broer på bredspore baner beregnes for belastningstog type A.»

I Brukontorets redegjørelse for ovennevnte endringsforslag var det bebudet at et forslag til endring av hele beregningsgrunnlaget av 1932 og derunder erstatning av A-togets lok med en tilsvarende elektrisk loktype vil bli utarbeidet når NIF's nye forskrifter for stålkonstruksjoner, som også skal omfatte bruer, blir ferdige.

NIF's nye stålkonstruksjonsforskrifter foreligger nå vedtatt som Norsk Standard NS 424 A. Det er ved utarbeidelsen av denne standard, hvorunder også Brukontoret har vært representert, tatt sikte på at reglene skal gjelde som forskrift for beregning og utførelse av stålkonstruksjoner i sin alminnelighet, og at de med suppleringsbestemmelser skal kunne gjelde for de enkelte konstruksjonsarter hvor slike bestemmelser er nødvendige, f. eks. bruer.

For betongbyggverk foreligger fra tidligere Norsk Standard NS 427 som danner grunnlaget for beregning og konstruksjon av betongbruer ved Statsbanene. Denne standard er for tiden under revisjon, den siste utgave NS 427 B er foreløpig gjeldende «på prøve».

Det nye «Beregningsgrunnlag for nye jernbanebruer» (1958) er utarbeidet i tilknytning til de to nevnte standarder og tar sikte på å gjelde både for stålbruer og betongbruer.

Til forskjell fra beregningsgrunnlaget av 1932 inneholder den nye forskrift bare de særlige bestem-

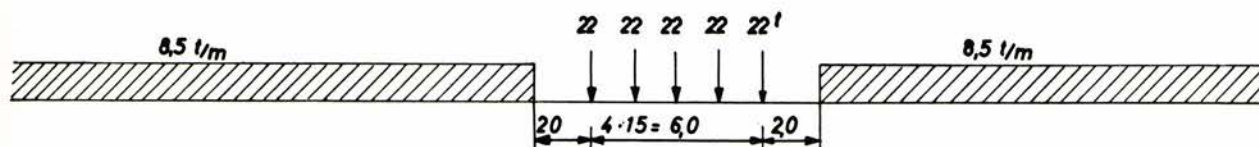
Belastningstog 1958.

Fig. 1.

melser for belastning, beregning og konstruksjon som er nødvendige for jernbanebruer, mens de generelle beregnings- og konstruksjonsregler inkl. bestemmelser vedrørende tillatte materialspenninger og stabilitet er gitt i standardene, som forskriften bygger på og henviser til. På den annen side er det i forskriftens «Spesielle regler for beregning av enkelte konstruksjonsdeler» tatt med regler som dels også tidligere har vært fulgt ved Brukontoret uten at de har foreligget skrevet eller trykt som forskrift, og dels nye regler som danner supplement til standarden og tar sikte på å sikre utforming og dimensjonering av detaljer overensstemmende med anerkjente moderne konstruksjonsprinsipper.

Ved utarbeidelsen av forslaget til nytt belastningstog har man søkt følgende krav oppfylt:

1. Lastskjemaet skal, under hensyntagen til de nye tillatte materialspenninger og et dynamisk tillegg (støttall) i samsvar med det som på grunnlag av de senere års erfaringer nå brukes i andre land, gi konstruksjoner med så nær som mulig samme bæreevne (samme motstandsmoment resp. stavtverrsnitt ved bruk av samme stål kvalitet) som de byggverk som er konstruert for A-toget etter beregningsgrunnlaget av 1932.

2. Det skal kunne dekke sannsynlige lastskjemaer for elektriske lok, diesellok og tunge spesialvogner med opptil 22 t akseltrykk.

3. Det skal være lett å operere med under beregningsarbeidet (symmetrisk, like store akseltrykk).

Man er blitt stående ved det i fig. 1 viste «Belastningstog av 1958» med en lastgruppe på 5 aksler à 22 t i 1,5 m avstand med totallengde mellom bufferne 10,0 m og tosidig tilkoblet, jevnt fordelt vognbelastning 8,5 t/m spor. Dette belastningstog gir noe større momenter og skjærkrefter enn A-toget som kurvene a og b i fig. 2 viser, hvor 1958-toget danner kurvens abscisseakse.

Med de tillatte spenninger som NS 424 A foreskriver for normal stål kvalitet St. 37, og med den foreslåtte nye støttallkurve vil imidlertid kurven for det nødvendige motstandsmoment, resp gurt-

tverrsnitt ved de forskjellige spennvidder for A-toget og 1958-toget falle praktisk talt sammen fra 8 m spennvidde og oppover, og kurvene for nødv. tverrsnitt bestemt av skjærkraft, avvike høyst 3 % som det framgår av kurvene c og d i fig. 3 (hvor verdiene for A-toget danner abscisseaksen).

Dette vil si at stålbruer bygget for A-toget etter beregningsgrunnlaget av 1932 og stålbruer bygget for 1958-toget etter det nye beregningsgrunnlag under ellers like forhold får praktisk talt samme stålvekt.

At stålbruer med spennvidde mindre enn 6 m etter det nye beregningsgrunnlag får ca. 4 % mindre motstandsmoment enn for A-toget etter beregningsgrunnlaget av 1932, skyldes økingen av de tillatte spenninger, mens A-togets drivhjulgruppe og 1958-togets lastgruppe er identiske for disse spennvidder. Imidlertid vil for stålbruer i dette spennviddeområde konstruksjonshøyden oftest være begrenset (vegunderganger) hvorfor nedbøyningen (dvs. treghetsmomentet) ikke spenningen (motstandsmomentet) blir bestemmende for dimensjoneringen. For disse blir derfor stålvekten den samme for A-toget og 1958-toget.

På diagrammene a, b, c og d (fig. 2 og 3) er til sammenligning inntegnet kurvene for det for tiden gjeldende, normale svenske belastningstog (utenom malmbanene) 0,85. Typ F, det danske Belastningstog I 1939, og det tyske Lastenzug S 1950, vist i fig. 4. Videre er på diagram a og b inntegnet kurvene for et forslag til et lasttog med 2 elektriske lok med 6 aksler à 22 t og 13 m lengde over bufferne + ensidig tilkoblede vogner med vekt 8,5 t pr. l. m spor, som antydnet av Elektroavdelingen i 1952, vist på fig. 4. Dette tog dekkes av det foreslåtte 1958-tog for spennvidder under 30 m, men overskrider 1958-toget for skjærkreftenes vedkommende med inntil 2 à 3 % for større spennvidder (dvs. ved 2 sammenkoblede lok).

Lastbildene (aksel- og bufferavstand) for våre elektrolok type El 13 og diesellok Di 3 vil med 22 t akseltrykk dekkes godt av 1958-toget.

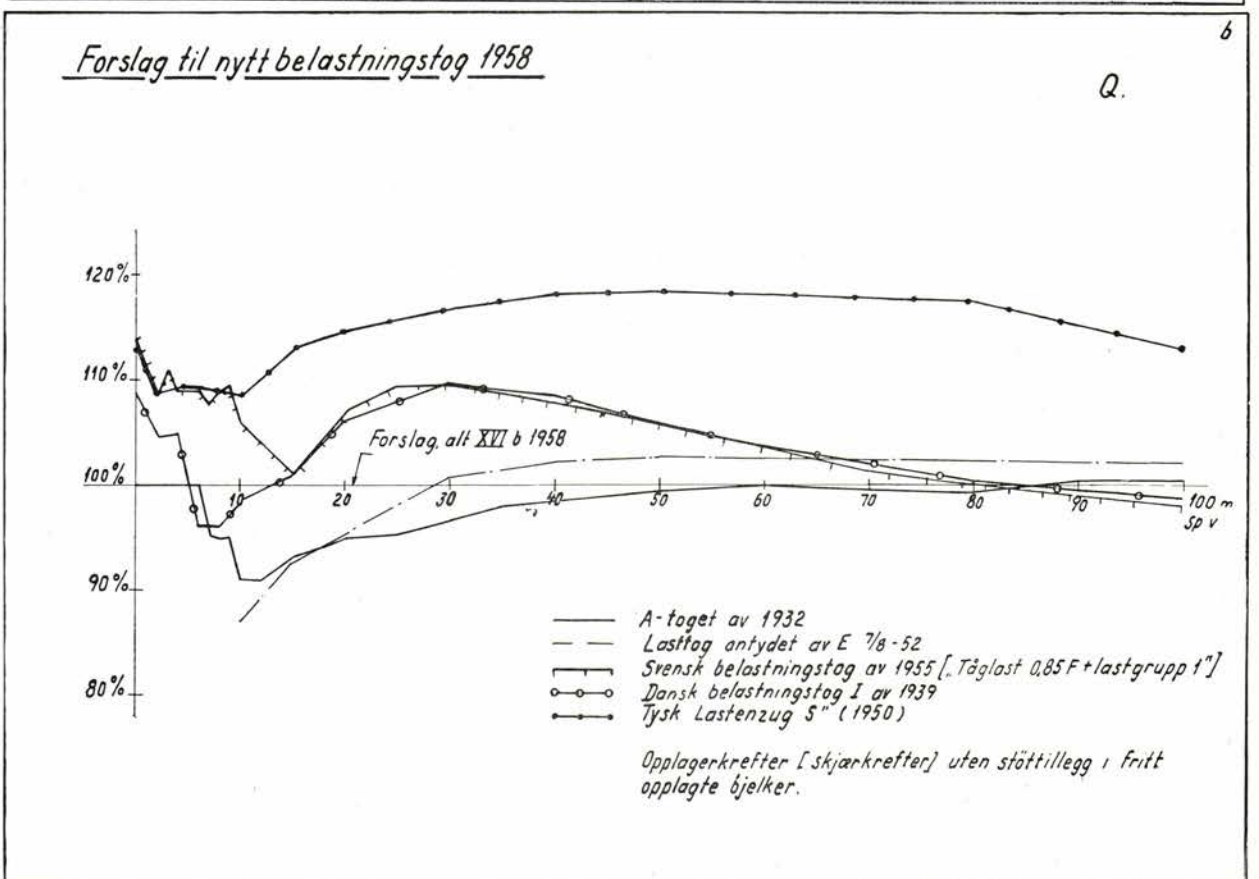
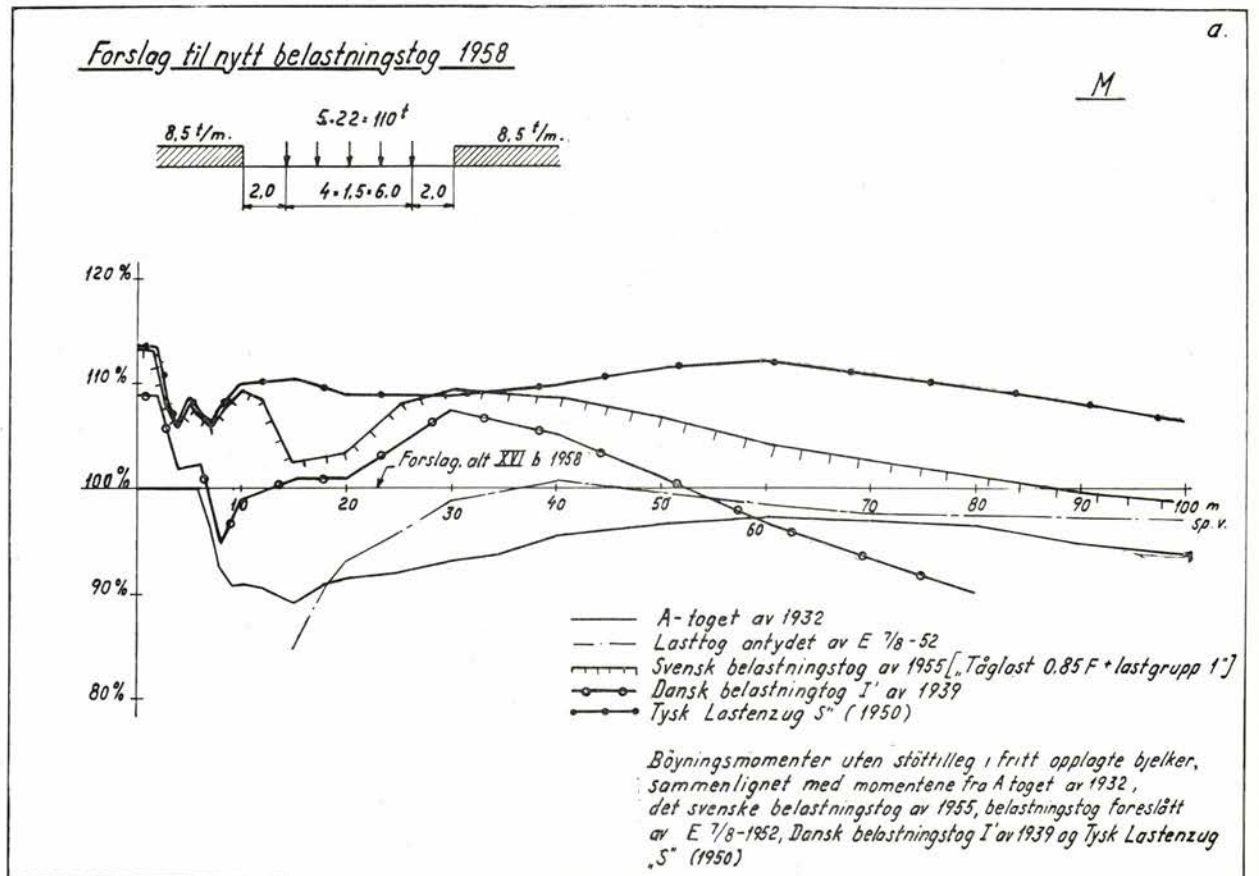
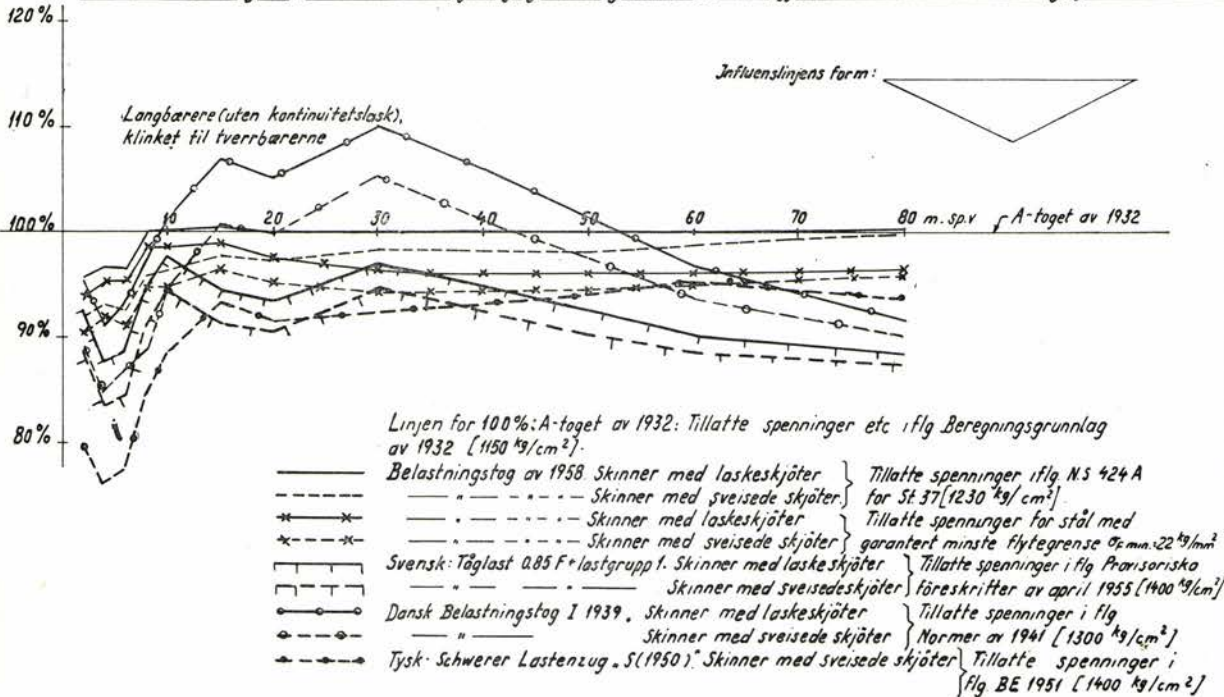


Fig. 2.

Sammenligning mellom nødvendig motstandsmoment for stålbejler, beregnet etter beregningsgrunnlaget av 1932 (A-toget), foreslått beregningsgrunnlag av 1958, samt gjeldende svenske, danske og tyske forskrifter.



Sammenligning mellom nødvendig tverrsnitt av brudeler som opptr opplagerkraft fra bjelkebruer, beregnet etter beregningsgrunnlaget av 1932, foreslått beregningsgrunnlag av 1958, samt gjeldende svenske, danske og tyske forskrifter.

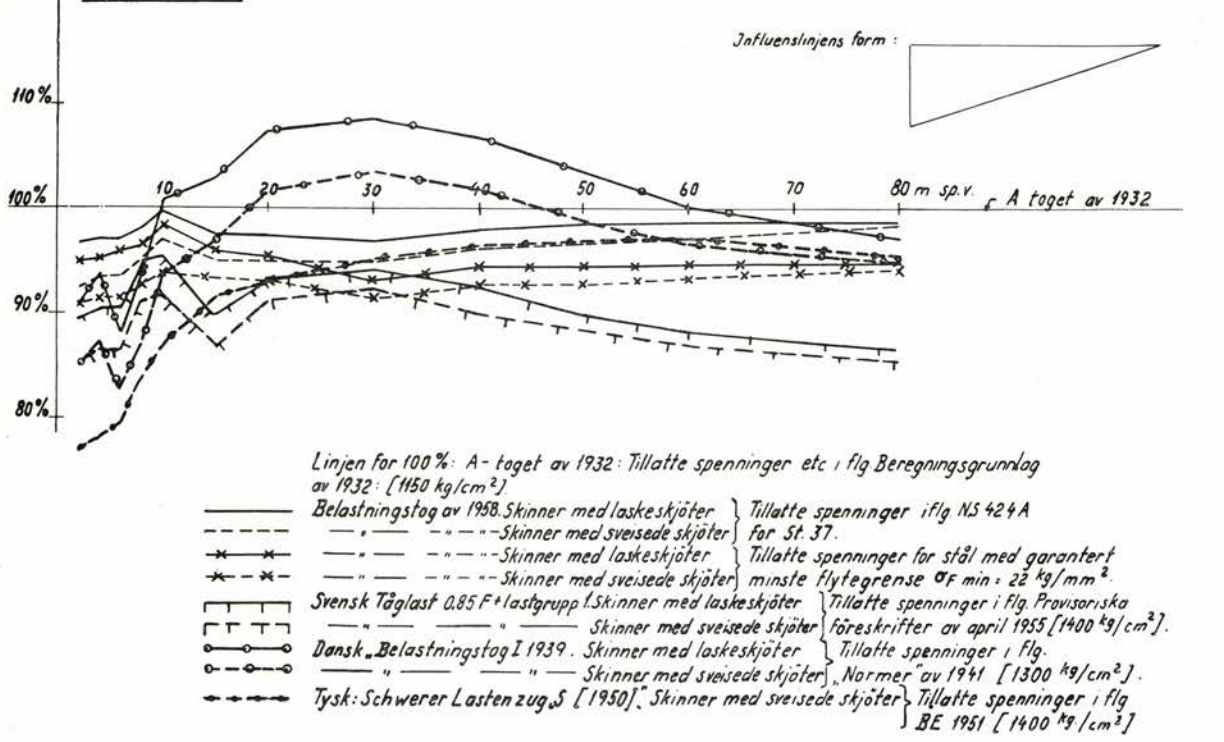
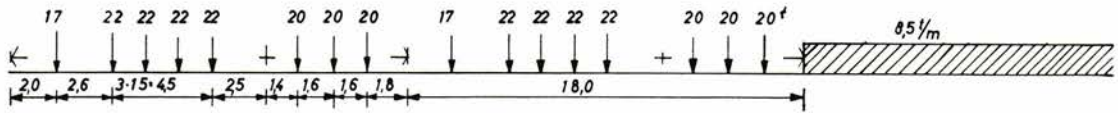


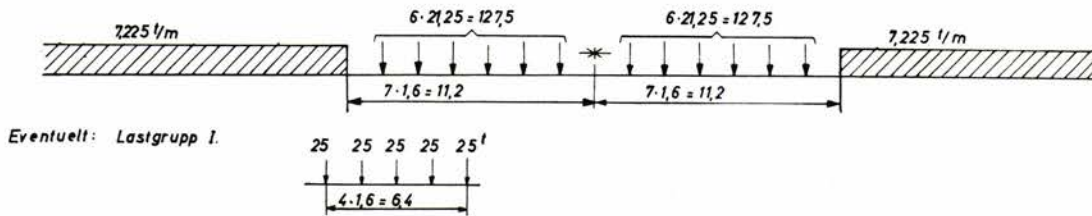
Fig. 3.

A-toget av 1932.

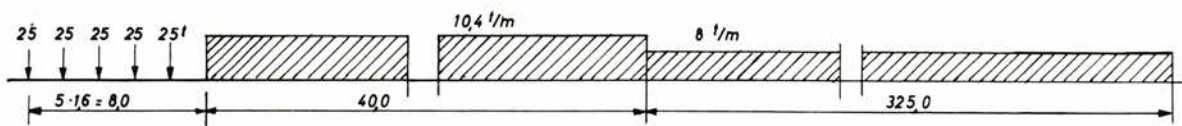


28

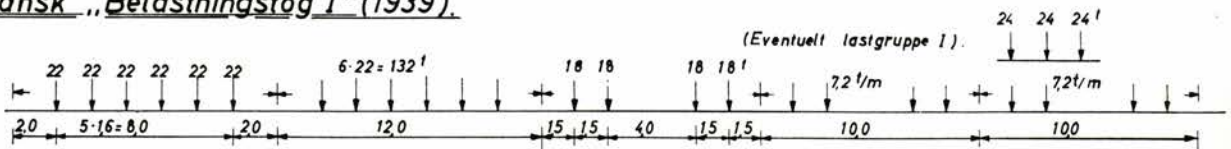
Svensk belastningstog 1955. (Tåglast 0,85 F)



Tysk „Lastenzug“ S (1950).



Dansk „Belastningstog I“ (1939).



Elektrisk lasttoglok antydet av E 7/8 - 1952.

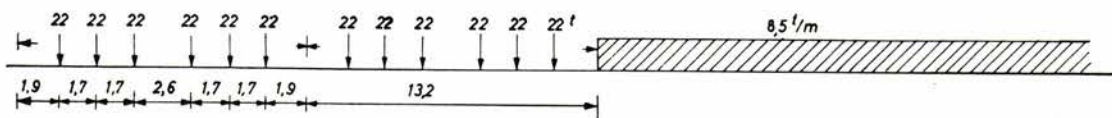


Fig. 4.

Kurvene c og d i fig. 3 forutsetter stålqualitet St. 37 med tilhørende tillatte spenninger. Når kurven for nødvendig motstandsmoment for det tyske Lastenzug S 1950 og det svenske lasttog 0,85 F ligger lavere enn for det nye norske, trass i at momentkurvene på diagram a ligger høyere enn for det norske, skyldes det at de for St. 37 har høyere tillatt spenning, nemlig = 1400 kg/cm² imot 1230 kg/cm²

(Danmark har 1300 kg/cm²). For Sveriges vedkommende er den tillatte spenning 1400 kg/cm², som ble forhøyet fra 1100 kg/cm² ved en provisorisk forskrift av april 1955, basert på materiale som tilfredsstillende svenske stålnormers krav, hvoretter St. 37 skal ha en garantert minste flytegrense på 22 kg/cm². Kontinentale europeiske verk, hvorfra vi vanligvis får våre valsede stålmaterialer, har tidligere ikke

godkjent et slikt krav, men den nye, tyske stålnorm DIN 17100 har tatt det med, og man må gå ut fra at de øvrige ståleksporterende land av konkurransehensyn må følge etter.

Den nye norske standard NS 424 A, som har generelle regler for tillatte spenninger for forskjellige stål-kvaliteter, premierer bruken av materialer som har en sådan garanti (som betraktes som en kvalitetsforbedring) med en forhøyelse av den tillatte spenning, i dette tilfelle fra 1230 kg/cm² til 1280 kg/cm². De tilsvarende kurver for nødvendig motstandsmoment for 1958-toget er inntegnet krysset (-x-) og fører, som det sees, til noe lettere bruer enn A-togets. Man kan altså utnytte økonomisk den kvalitetsforbedring av det normale konstruksjonsstål (St. 37) som utviklingen i stålindustrien har skapt.

Ifølge beregningsgrunnlaget av 1932 tas det ved beregningen hensyn til den dynamiske virkning av lokomotiver og vogner derved at den vertikale togbelastning multipliseres med et støttall bestemt ved formelen: $\phi = 1 + \frac{17,65}{20 + l_b}$ hvor l_b er den teoretiske belastningslengde i meter.

Denne formel var tatt fra de svenske «Normalbestemmelser for jernkonstruksjoner» av 1931. Ifølge nyere undersøkelser stemmer denne formel dårlig med de virkelige forhold, den gir for høye verdier ved små belastningslengder (resp. spennvidder) og for lave verdier ved store belastningslengder (svenske har forlatt den).

I fig. 5 er inntegnet støttallkurver som (inntil) nå gjelder i Norge, Sverige, Danmark og Vest-Tyskland, samt etter beregningsgrunnlaget av 1958. Man har også funnet det riktig i likhet med andre land å gå til reduksjon av støttallet for bruer med sveiste skinneskjøter.

UIC's Office for Research and Experiments (ORE) har for tiden omfattende undersøkelser i gang angående togbelastningens dynamiske virkning, og det må forutsettes at de forskjellige land vil følge ORE's anbefaling når resultatet av undersøkelsene engang foreligger. Den nye norske støttallkurve må derfor bli gjenstand for senere revisjon.

Til forskjell fra det tidligere beregningsgrunnlag blir nå sentrifugalkraften regnet med støttall i likhet med bestemmelsene i de danske og tyske forskrifter.

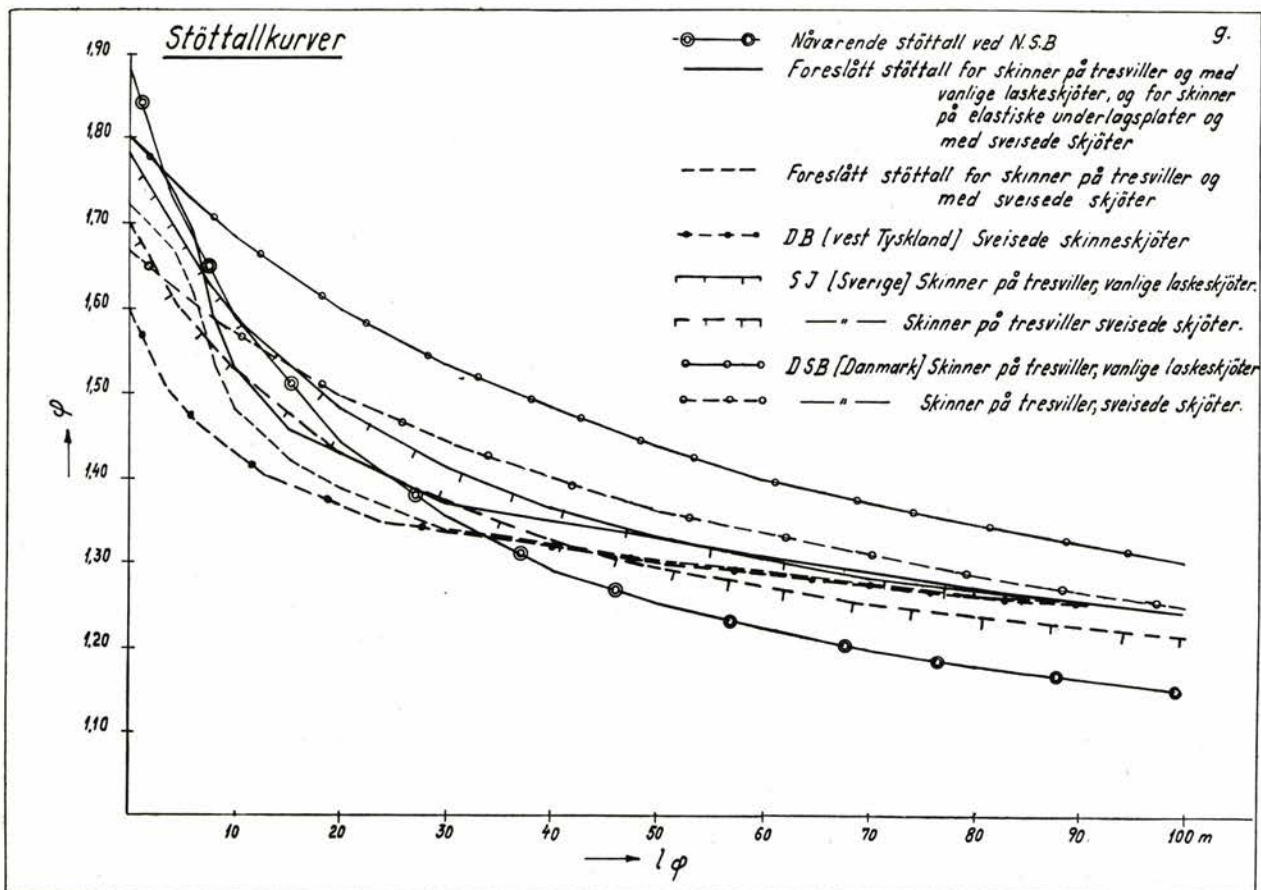


Fig. 5.

Med henblikk på de større kjørehastigheter i fremtiden er det forutsatt regnet med hastigheter og overhøyder etter Deutsche Bundesbahns Oberbauvorschriften med overhøyde $o = \frac{8v^2}{R}$

hvor v = største hastighet i km pr. time

R = kurveradien i m ($o_{\text{maks.}} = 150$ mm)

De verdier som man derved får for sentrifugalkraftens kippmoment, vil også dekke virkningen av overhøyder og kjørehastigheter etter de någjeldende bestemmelser for våre baner.

Som nevnt inneholder Norsk Standard NS 424 A, som det nye beregningsgrunnlag støtter seg til for stålbruens vedkommende, regler for de tillatte spennings avhengighet av den anvendte stålqualität.

Siden flusstålet avløste sveisjernet som konstruksjonsmateriale i 1890-årene har normalkvaliteten St. 37 vært brukt i våre stålbruer bortsett fra 3 bruer på strekningen Hamar—Otta som under om-

byggingen i årene 1954—57 ble utført av materiale St. 52, for med dette ståls høyere fasthet å kunne tilfredsstillende A-togets belastning uten omarbeidelse av de allerede foreliggende arbeidstegninger, som var utarbeidet for B-toget etter beregningsgrunnlaget av 1932 før Hovedstyrebeslutningen av 18.9.52 var truffet.

Med de regler som gis i NS 424 A for de tillatte spennings avhengighet av materialkvaliteten, vil man i fremtiden stå friere i materialvalg, og vil kunne la en økonomisk vurdering ved siden av den tekniske få innflytelse på valget.

For betongbruens vedkommende har man i standarden NS 427 B også regler for de tillatte spennings avhengighet av betong- og stålqualität, og med de materialkvaliteter man nå bruker, gir belastningstog og beregningsgrunnlag av 1958 praktisk talt samme masser som A-toget med de tidligere brukte støttall og spenninger.

STATENS TILSYN MED PRIVATBANER OG TAUBANER

Litt om taubaner

Av overingeniør Otto Gunvaldsen, Hovedstyret

DK 625.5(481)—396

Tilsyn og lover

Ved kgl. resolusjon av 18. november 1932 ble tilsynet med privatbaner og taubaner pålagt Statsbanenes hovedstyre, som dermed representerer den autoritet som er omtalt i jernbaneloven av 7. september 1854.

Tilsynet omfatter baner som er meddelt konsesjon etter gjeldende lovbestemmelser, nemlig lov av 12. august 1848 om «Jernveie til almindelig benyttelse» med senere tilleggslover, og lov av 14. juni 1912 om «Anlæg av taugbaner og løipestrenger» med senere tilleggslover. I 1949 ble konsesjonsplikten utvidet til alle taubaner og skitrek med personbefordring.

Teknisk sett er tilsynet begrenset til transportmidler hvor kjøretøyet løper i faste føringer, det være seg vanlige jernbaner og sporveier eller særformene enskinnebaner, tannbaner, kabelbaner, taubaner og skitrek.

Det skal godt gjøres å komme frem til noen ny banetype som ikke i det minste har vært presentert som prosjekt tidligere.

Denne artikkel vil søke å belyse enkelte sider i utviklingen av den banetype som her har vist seg å være mest levedyktig, og som faktisk har opplevd en renessanse etter siste krig, spesielt når det gjelder persontransport, nemlig taubanen.

Taubaner i Norge

Ved denne anledning kan det passende gjøres et sprang tilbake i tiden til dengang banedirektøren neppe hadde særlig bevisste planer om å bli leder av den avdeling som er satt til å overvåke den tekniske utvikling på dette felt.

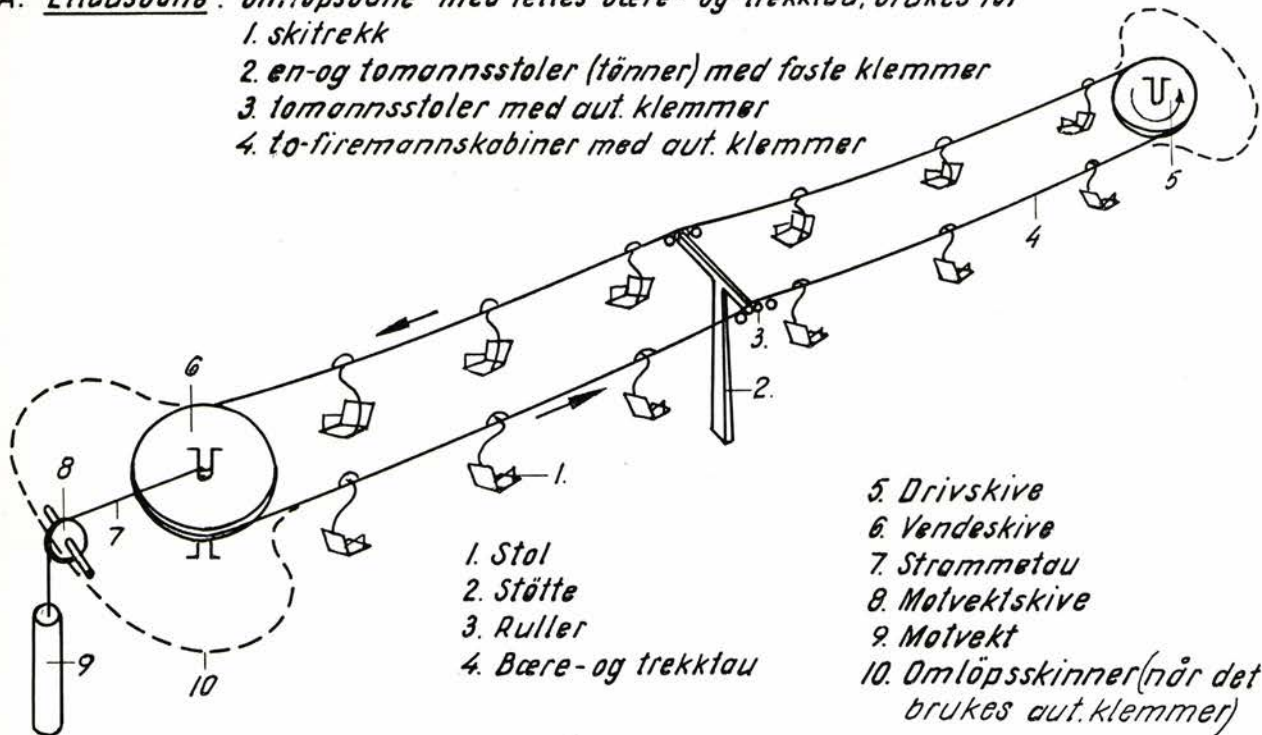
I 90-årene tok ingeniør F. Størmer opp forslag om lovbestemmelser for «Anlæg af Taubaner til Transport af Varer». Et par sitater fra Størmers brev til Stortinget, datert Christiania, den 3die Marts 1894, tør avspeile situasjonen dengang:

«Da Taugbanen, en af den nye Tids vigtigste Opfindelser paa Transportvæsenets Omraade, i Udlandet er anlagt i hundrevis og yder Industrien de største Tjenester, fandt jeg at vi hos oss ikke har Raad til længere at undvære dette vigtige Transportmiddel . . .», videre: «. . . da de i høi Grad vil bidrage til Ophjælp af vor Industri og til at skaffe vore Statsjærnbaner forøget Trafik, disse Jærnbaner som Staten med saa stor Opofrelse bygger, vil paa mange Steder i disse Taugbaner faa en betydelig Tilvækst i Trafik, uden at det vil koste Staten noget . . .»

En av de først omtalte og avbildede taubaner i moderne forstand hos oss skriver seg fra 1891. Den

A. Ettausbane: omløpsbane med felles bære- og trekktau, brukes for

1. skitrekk
2. en-og tomannsstoler (tørner) med faste klemmer
3. tomannsstoler med aut. klemmer
4. to-firemanskabiner med aut. klemmer

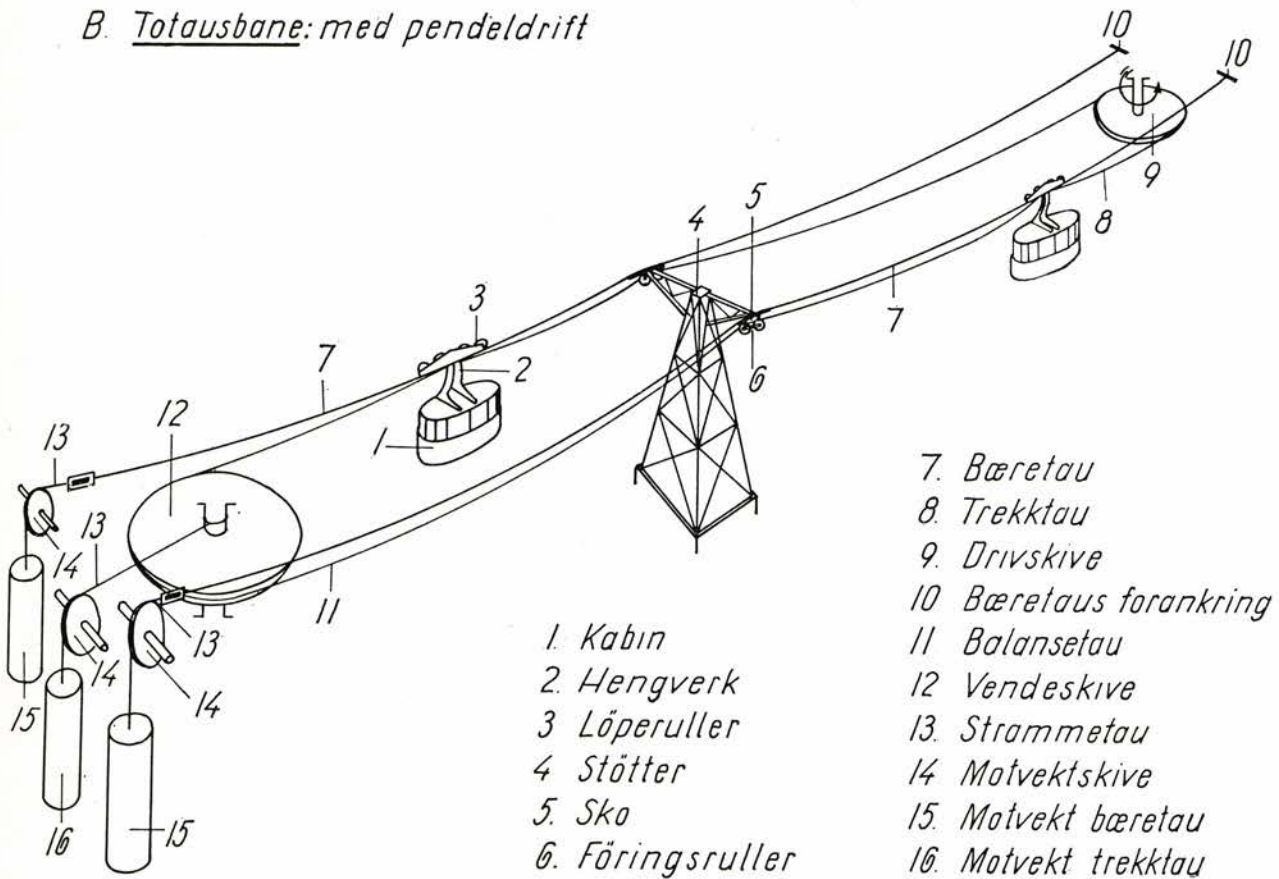


1. Stol
2. Støtte
3. Ruller
4. Bære- og trekktau

5. Drivskive
6. Vendeskive
7. Strammetau
8. Motvektskive
9. Motvekt
10. Omløpsskiner (når det brukes aut. klemmer)

anm: Omløpsbanen kan også være totausbane med særskilt bære og trekktau og ha såvel små kabiner (for 4) med aut. kobling som større kabiner.

B. Totausbane: med pendeldrift



1. Kabin
2. Hengverk
3. Löperuller
4. Støtter
5. Sko
6. Föringsruller

7. Bæretau
8. Trekktau
9. Drivskive
- 10 Bæretaus forankring
- 11 Balansetau
- 12 Vendeskive
13. Strammetau
- 14 Motvektskive
15. Motvekt bæretau
16. Motvekt trekktau

Fig. 1. Taubanesystemer.



Fig. 2. Krossobanen, Rjukan.

ble bygget av det svenske taubanefirma A/B Nordströms Linbanor for A/S Hommelvik Kobberverk på Osterøy ved Bergen. Etter at denne bane forlengt er nedlagt, er det dukket opp en rekke taubaner rundt i landet såvel for gods- som persontransport.

Av de mest betydningsfulle godsbaner som nå er i drift kan eksempelvis nevnes:

Taubanen Trælandsfos—Lervik i Kvinesdal (konsesjon i 1909), 10 km lang.

Taubanen Bårstad—Sel (1916), 6,7 km lang.

Taubanen Kjørholt—Herøya, Eidanger (1928), 5,3 km lang med en transportevne på maks. 200 tonn kalkstein pr. time.

Taubanen Skorovas gruber—Kongsmo (1938), 44,5 km lang. Denne bane, som er vår lengste taubane, ble så vidt påbegynt før siste krig, men først tatt i bruk i 1953. Transportevnen er 50 tonn/time (svovelkis).

I vår rekordlystne tid kan i denne forbindelse nevnes at våre svenske naboer (tidligere nevnte A/B Nordströms Linbanor) under siste krig presterte å bygge en 96 km lang taubane fra Kristineberg til Boliden i løpet av 370 døgn fra bestilling til prøvekjøring. Transportkapasiteten er 90 tonn/time. Monteringshastighet 8 km/måned.

Våre to nyeste større godsbaner er:

Totausbanen Dalen Cementfabrik—Bjørntvedt (1952), 7 km lang, med en transportevne på 220 tonn pr. time eller ca. 500 000 tonn kalkstein pr. år, samt ettausbanen Mo jernverk—Øyjord (1953), 7,6 km med en transportevne på 50 tonn/time.

Vår første rene persontaubane, Krossobanen (Rjukan—Gvepseborg), ble meddelt konsesjon i 1926 og tatt i bruk i 1928. Banen er en totaus pendelbane (system B, fig. 1) med 825 m horisontal lengde og 495 m høydeforskjell. Den har to kabiner som hver tar 25 personer og en transportevne på 240 personer pr. time (fig. 2). Forløperne for denne banetype som nå regnes for «klassisk», var anlegg fra 1908 i Bozen, Østerrike og Grindelwald, Sveits.

I denne sammenheng kan nevnes Fløybanen i Bergen. Definisjonsmessig er den ikke noen ren taubane (kabelbane og lovmessig knyttet til jernbanelovene). Banen fikk konsesjon og ble tatt i bruk i 1918. Den har en skrå lengde på 845 m med 300 m høydeforskjell og trafikeres nå av to vogner som etter modernisering av banen i 1954 hver tar 80 passasjerer. Det gir en transportkapasitet på ca. 800 personer pr. time.

Det bemerkes at kabelbanen er en forholdsvis kostbar banetype i anlegg og vanskelig kan kon-



Fig. 3. Tønneheisen Sundvollen—Kleivstua.

kurrere med taubanen. Under spesielle omstendigheter kan den fortsatt bli aktuell. Vi har bl. a. under bygging en kabelbane opp til Gaustatoppen med 1034 m skrå lengde og 650 m høydeforskjell i tilslutning til en 800 m horisontal jernbane, alt sammen inne i berget (ca. 7 m² profil).

Den neste persontaubane som fikk konsesjon (1947) var stolheisen Sundvollen—Kleivstua med 1200 m horisontal lengde, 275 m høydeforskjell og en transportkapasitet på ca. 150 personer pr. time. Ved denne bane ble nyttet det fra godsbanene velkjente prinsipp: ettausbane (system A, fig. 1) med omløpsdrift og automatisk innkopling av kjøretøy (stoler for to).

Taubanen er senere ombygget (1958) til tønneheis med noe større kapasitet, 220 personer pr. time (fig. 3).

Taubaner med omløpsdrift i lettvektsklassen, det vil si ettausbaner med åpne eller halvåpne stoler og tønner, samt ett- eller totausbaner med lukkede småkabiner for inntil 4 personer, byr fordeler med hensyn til økonomi, komfort og transportevne sammenliknet med den «klassiske» utforming som totausbane med pendeldrift av store kabiner. Lettvektsbanen har derfor fått en veldig utbredelse i turiststrøk i Mellom-Europa etter krigen.

Her i landet har vi fått anlegg bl. a. på Geilo (fig. 4) (konsesjon 1950), i Glomfjord (1950), i Oppdal (1952), og i Narvik (1956).

Sistnevnte ettausbane har en horisontal lengde på 1718 m med 536 m høydeforskjell og transporterer p. t. inntil 160 personer pr. time i 20 lukkede

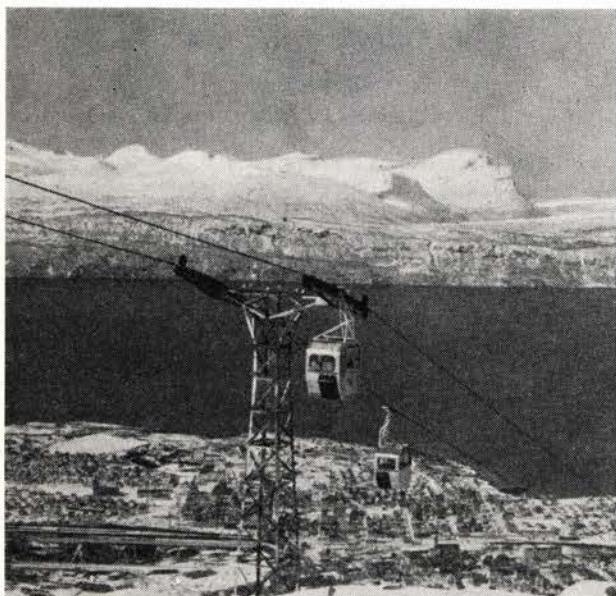


Fig. 5. Narvik taubane.



Fig. 4. Geilo taubane.

kabiner for 4 personer (gondoler). Transportkapasiteten kan økes til bortimot det dobbelte ved montering av ytterligere 18 stk. kabiner på samme tau (fig. 5).

Vanligvis regnes anleggsingeniører ved Union Pacific Rail Road for å ha stått faddere til lettvektstypen av taubaner da de bygget en stolbane (chairlift) opp på Dollar Mountain i Sun Valley, Idaho i 1937.

Teknisk sett er det ikke noe vesentlig sprang fra skitrekk til stolbane eller omvendt. Vi har to anlegg, Oppdal (1952) og Skeikampen (1958), som brukes som stolbane om sommeren og som skitrekk om vinteren.

Så vidt kjent oppsto ideen til skitrekk i Sveits i 30-årene. Den sveitsiske ingeniør Constam bygget i 1934 et skitrekk i Davos-Platz etter sitt patenterte system. Sivilingeniør Arild Schlytter tok ideen med hjem etter studieopphold i Sveits og bygget det første skitrekket i Tryvannskleiva i 1938.

Senere er det bygget en rekke større og mindre anlegg, bl. a. på Lillehammer (1946), på Voss (1948),



Fig. 6. Oppdal skitrekke/stolheis og utforløype.

på Fefor (1950), i Rødikleiva (1951), på Norefjell (1952), i Stranda (1956), på Mjølfjell (1957), i Gråkallen (1957) og på Hommelfjellet (1958).

Det tidligere nevnte anlegg på Oppdal har en horisontal lengde på 1500 m og en høydeforskjell på 450 m. Transportkapasiteten er 280 personer/time som skitrekke og 140 personer/time som stolbane.



Fig. 7. Taubanen til Lyster sanatorium.



Fig. 8. Taubanen Dalen—Osbu.

Skitrekke kan vel tas som uttrykk for den alminnelige teknifisering av vår sports- og fartsglade verden. Den som er nådd livets middagshøyde og sverger til turgåingen, bør innrømme ungdommens suverene evne til konsentrasjon og fart i slalåm-utforløype ved siden av skitrekke (fig. 6).

Men person-taubanen er ikke bare blitt et nokså nødvendig ledd i turisttrafikk og friluftsliv. I 1953 ble meddelt konsesjon på taubane opp til Lyster sanatorium som ligger ca. 500 m høyere enn hovedvei. Det hadde vist seg å være vanskelig og dyrt å opprettholde kjøretrafikken på en bratt og svingete privat veg vinterdag.

Taubanen som er av klassisk type, totausbane med pendeldrift, ble ferdig i 1953 og har en horisontal lengde på 1311 m med 492 m høydeforskjell. Kabinene gir plass til 8 personer eller sykebare med ledsagere (fig. 7).

I forbindelse med kraftverksutbyggingen er det gitt konsesjon til taubaner for begrenset personbefordring kombinert med godstransport. Det gjel-

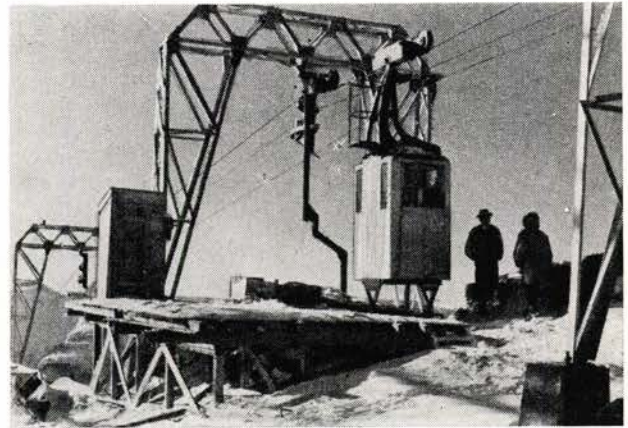


Fig. 9. Taubanen til Vardefjell.

der taubanen Viken—Leinene i Matre, 870 m horisontal lengde og 530 m høydeforskjell (konsesjon 1954) og taubanen Dalen—Osbu i Sunndalen med 5030 m lengde og 530 m høydeforskjell (1956) (fig. 8).

Den moderne utvikling av radioteknikken har økt interessen for fjelltoppene i den senere tid. For å løse transportproblemene i forbindelse med montering og vedlikehold av radioutstyr, er det gitt en del konsesjoner for taubaner med gods- og begrenset personbefordring. For disse transporter nyttes vanligvis en totausbane med enkelt bæretau, hvorpå kabin (inntil 4 personer) med lastplattform (inntil 2000 kg nytte- last) kjører frem og tilbake (fig. 9).

Hovedstyrets tilsyn omfatter p. t. i alt 30 godstau- baner, 12 persontaubaner og 20 skitrekk.

Taubaneforskrifter

Med hjemmel i lov av 15.7.49 (tillegg til taubane- loven) har Samferdselsdepartementet pålagt Hoved- styret å utarbeide byggeforskrifter for taubaner.

Et foreløpig utkast ble godkjent i mars 1951 — Statsbanenes trykk nr. 398.4.

På grunn av den store utvikling i taubaneteknik- ken i utlandet de senere år, har Hovedstyret funnet det nødvendig å søke kontakter med tilsvarende mellomeuropeiske tilsynsorganer som vanligvis sor- terer under trafikkdepartementene i vedkommende land, med nær tilknytning til jernbanevesenet.

Det bemerkes at en taubanekonsesjon stiller krav «om å bruke de til enhver tid etter teknikkens stand- punkt beste beskyttelsesmidler til å forhindre ulyk- kestilfelle som kan oppstå ved driften».

Et opprinnelig engelsk forslag om å få i stand internasjonale forskrifter for bygging av taubaner er tatt opp i et engere utvalg av tilsynsingeniører som kommer sammen i hittil årlige møter (første gang i 1951) for å utveksle erfaringer på dette område.

Tilsynsingeniørene har påtatt seg å søke å komme fram til felles retningslinjer som senere vil kunne danne grunnlag for internasjonale forskrifter. Ret- ningslinjene vil bli trukket opp i følgende hoved- avsnitt:

1. Almennelige bestemmelser og linjeføring.
2. Tau.
3. Stasjoner og maskineri.
4. Støtter og overbygg.
5. Kjøretøy og feste til tau.
6. Sikkerhetsutstyr.
7. Drift og tilsyn.

Det 8. internasjonale taubanemøte ble holdt i Norge 2.—7. juni 1958 med representanter fra Italia, Polen, Spania, Sveits, Sverige, Tyskland og Øster-

rike. Frankrike måtte gi avbud dagen før møtet skulle begynne på grunn av den politiske situasjon. Hovedemner på møtet var taubaneterminologi og taubaneforskrifter.

Etter to dagers tekniske forhandlinger i Oslo, foretok møtedeltakerne (30 representanter) en rund- reise Sundvollen—Rjukan—Geilo—Voss—Bergen for å se på norske anlegg.

Utenom de nevnte internasjonale møter som er begrenset til å omfatte ingeniører som er nær knyttet til tilsynet, arrangerte italienerne i mai 1957 1. inter- nasjonale taubanekongress i Palazzo dei Congressi, hvor det deltok representanter for International Ropeway Association og for Federation Européen de la Manutention, samt leverandører, konstruk- tører, universitets- og høyskoleprofessorer, jurister, driftsledere og tilsynsingeniører (tilsammen ca. 400 representanter).

På kongressen var det enighet om nødvendigheten av å få i stand internasjonale sikkerhetsforskrifter for persontaubaner og et eget fagtidsskrift for kom- munisering av tekniske meddelelser. Det italienske transportministerium påtok seg uten forpliktelse for de øvrige nasjoner å etablere et provisorisk sekre- tariat med sete i Roma for å ta seg av det videre arbeid med å etablere et internasjonalt forum for taubanespørsmål.

Italienerne har for øvrig allerede etablert et for- søkssentrum (CSIF) for taubaneteknikk ca. 14 km utenfor Roma i Montecompatri (innviet 18. desem- ber 1958).

Når det gjelder fagtidsskrift, har østerrikske til- synsingeniører stillet seg i spissen for et taubane- tidsskrift som kom ut med sitt første nummer i april 1958 med tittel: Internationale Seilbahnrundschau.

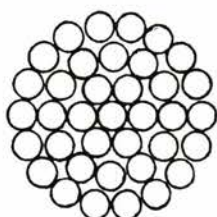
For å vende tilbake til våre egne provisoriske for- skrifter som ikke lenger er tidsmessige og tilstrekke- lige, vil disse bli søkt å jourført i takt med de inter- nasjonale retningslinjer inntil det muligens i frem- tiden vil kunne etableres felles forskrifter gjennom internasjonale overenskomster.

Kravet til sikkerhet bør vel være noenlunde ens, likegyldig om man står i Chamonix og akter seg opp på Mont Blanc eller man står på Ulrikens topp og akter seg ned til Haukeland pr. tau.

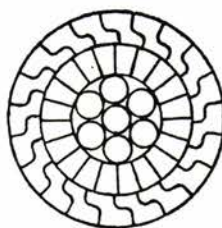
Tau og taubanesystemer

Den leser som enda ikke er falt av lasset etter denne summariske behandling av lover, årstall, ty- per, møter og forskrifter, tør muligens være inter- essert i en noe mer inngående behandling av kon- struksjonselementer og systemer.

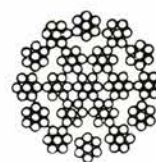
1: Bæretau



$1 + 6 + 12 + 18$. Spiraltau.



Lukket spiralltau.



$(1 + 6) + 6(1 + 6) + 12(1 + 6)$

Spiralltau med parter.

2: Trekktau (og bæretrekktau)



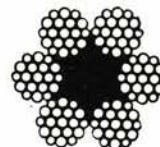
$h + 6(1 + 6 + 12)$

Vanlig type langslått, høyre.
h = hampekjerne.



$h + 6(1 + 9 + 9)$

Seal, langslått, høyre.



$h + 6(1 + 6 + 6 + 6)$

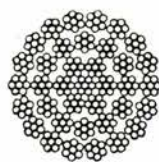
Warrington, langslått, høyre.

3: Strammetau (for motvekt)



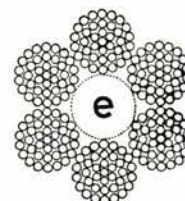
$h + 6(1 + 6 + 12 + 18)$

Krysslått, høyre.



$(1 + 6) + 6(1 + 6) + 12(1 + 6) + 18(1 + 6)$

Krysslått, høyre.



$e + 6(1 + 6 + 12 + 18)$

Krysslått, høyre. e = stålkjerne.

Fig. 10. Forskjellige tautversnitt.

Det kan være vanskelig å tidfeste taubanen. Gamme orientalsk kultur kjente til hvorledes man slår tau av hamp. Denne viten førte til de første primitive taubaner i høyfjellsstrøk.

I vesterlandene har utviklingen stort sett fulgt krigskunsten. I Pompeii's ruiner har man funnet et krysslått tau av bronse fra ca. år 79 e. Kr. Omkring år 1400 kan man spore prinsippet for såvel ettausom totausbanen. Leonardo da Vinci omtaler omkring år 1500 tau av glødet jern- og kobbertråd i forbindelse med et paternosterverk. Hollenderen Adam Wybe utnyttet i år 1644 for første gang taubanens muligheter som massetransportmiddel (vognrekke) på et festningsanlegg.

Det ble først fart i utviklingen i forbindelse med den tekniske ekspansjon i det 19. århundre da man kom frem til de moderne taukonstruksjoner (fig. 10).

Spiralslagning av tau skriver seg fra 1820. Tau med parter (kordeler eller lisser, totter kaller Heje

det) ble oppfunnet av Oberbergrat Albert i Clausthal i 1834. Lukket tau ble først laget av Latch & Batchlor i Birmingham 1884.

Utgangsmaterialet for fremstilling av ståltrådtuet er et ulegert og meget rent kullstoffstål (Siemens-Martin C = 0,5—1 %) som senere ved etterbehandling og koldtrekking forandrer krystallstrukturen og får en meget høy bruddstyrke.

Spiraltau med 3—5 mm tråddykkelse har vanligvis en bruddstyrke på 120—180 kg/mm² og tau med parter (1—3 mm tråddykkelse) i alminnelighet 130—200 kg/mm².

Tilsynsmyndighetene i en rekke land har nylig drøftet spørsmålet om å begrense tillatt bruddstyrke oppad til 220 kg/mm². Det utføres p. t. prøver med trekktau av denne bruddstyrke.

Lukkede tau, som anvendes meget som bæretau, har vanligvis ikke større bruddstyrke enn 130—160 kg/mm² på grunn av profiltrådene i de ytre lag.

I den senere tid kan man spore en tendens til å bruke spiralslått tau med parter (Litzen Spiralseil) som bæretau. Med runde tråder kan da bruddfastheten komme opp i 200 kg/mm².

Man pleier da gjerne å føre bæretauet direkte over store skiver til motvekten og unngår særskilt motvektstau.

Til trekktau brukes et parallellslått tau i Seale eller Warrington-konstruksjon.

Formingen av trådene til et tau er delvis en elastisk og delvis en plastisk prosess. Det oppstår derfor en spenning, tvinnkraft (Drall), som forsøker å tvinne tauet opp igjen.

Etter siste krig er man kommet langt i forsøket på å eliminere denne tvinnkraft ved å forme trådene på forhånd etter den endelige stilling i tauet (preformed, true lay).

Fabrikasjon og transport setter visse grenser for hvilke taulengder man kan behandle. — Trekktauet skjøtes man med en langspleis (1200 x taudiameter). Bæretauet skjøtes med muffe når det gjelder godsbaner. Ved baner med offentlig persontransport er det ikke tillatt. Da må bæretauet lages i ett stykke (fra feste til motvekt). Ved lange baner blir det derfor nødvendig å etablere flere seksjoner.

La oss se litt på de forskjellige systemer som nyttes i taubanebyggingen (fig. 1).

Englenderen Hogdson bygget i 1867 den første ettausbanen (monocable) i moderne forstand. Man taler om det engelske system karakterisert ved et felles bære- og trekktau for vognene. I motsetning hertil har totausbanen (bicable) foruten trekktau et særskilt bæretau for vognene. Konstmästare Husberg bygget allerede i 1845 en slik bane ved Falu gruber i Sverige. (Modellen finnes i Falu museum.) Men systemet kalles gjerne det tyske ettersom tyske konstruktører, von Dücker, A. Bleichert m. fl., var ledende i utviklingen. Når det gjelder store transporttytelser og tunge enkeltlaster kommer man ikke utenom totausbanen.

Ved persontaubanene har begge systemer funnet stor anvendelse; ettausbanen særlig i den senere tid ved lettvektsbanene, og totausbanene ved de store pendelkabinbaner som gjennom siste halvsekel har vist seg å være et meget sikkert transportmiddel. I de senere år er det også laget endel totaus småkabinbaner med omløpsdrift.

Beregning av taubaner

Vanligvis brukes bevegelig motvekt såvel på bæretau som trekktau, hvorved systemet blir statisk bestemt. En energisk konstruktør kan nok spenne

bæretauet fast i begge ender og bereder seg dermed et særdeles delikat matematisk problem.

Taubanekonstruktøren vet å stille opp differensiallikningen for taukurven: $H \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{q}{\cos \alpha}$. Han kan til og med tenkes å løse den og komme frem til kjedelinjen $y = c \cdot \cos \frac{x}{c}$ (sml. Birkeland s. 66: $y = \frac{a}{2} \left(e^{\frac{x}{a}} + e^{-\frac{x}{a}} \right)$) som er kurven for et jevntykt tau opphengt i 2 punkter. q = tauvekt pr. enhet, H = taukraftens horisontalkomponent som er konstant, α = tangenvinkelen til taukurven, $c = \frac{H}{q}$.

I praksis har han imidlertid liten glede av kjedelinjen uten å være i besittelse av tabeller for hyperbelfunksjoner. Han pleier i stedet å stramme opp tauene såpass kraftig at kjedelinjen blir nesten identisk med en kvadratisk parabel som er lettere å behandle. I enkelte tilfelle gjør sirkelkurven nytten. Han har for øvrig megen glede av relasjonene: $f_0 = \frac{pl^2}{8H}$ og $f_1 = \frac{Pl}{4H}$ som gir pilhøydene ved henholdsvis jevnt fordelt belastning og ved enkeltlast.

Kraftforløpet i tau, støtter og stasjoner blir kanskje mest anskuelig ved en kombinasjon av analytisk beregning og grafisk konstruksjon.

Et taubanefirma som skal bearbeide mange taubaneprosjekter vil utvilsomt finne det økonomisk å lage et beregningsprogram for en elektronisk regnemaskin, som gir det omfattende tallmateriale en hurtig og smertefri behandling.

Effektbehovet ved taubanedriften består av den del som skal til for å overvinne kjøremotstanden:

$$E_1 = \frac{G \cos \alpha_1 kv}{75}$$

og den del som skal til for å løfte (senke) godset

$$(personene): E_2 = \frac{Q \cdot h}{270}$$

$$E_{motor} = \frac{E_1 + E_2}{\eta} = \frac{1}{0,8} \left(\frac{G \cos \alpha_1 kv}{75} + \frac{Qh}{270} \right) Hk$$

G = vekten av bevegelige deler (last, vogner, trekktau) i kg

α_1 = stigningsvinkelen (midlere)

k = friksjonskoeffisienten (0,04 — 0,06 ved kulelager)

v = hastighet i m/sek

h = godsets (personenes) totale løfting (senkning) fra endestasjon til endestasjon i meter

Q = transportkapasitet i tonn pr. time

η = virkningsgrad = 0,8 — 0,85

For å bestemme dimensjonen på trekktauet er det på krevet å analysere kraftforholdet ved drivskiven. Periferikraften ved drivskiven:

$$F_p = \frac{75(E_1 + E_2)}{v} = S_1 \div S_2$$

S_1 = kraften i trekktauet inn på drivskiven

S_2 = kraften i trekktauet ut fra drivskiven

Mellom de to sistnevnte krefter består følgende relasjon: $S_1 = S_2 e^{\mu a_2}$

μ = friksjonskoeffisient mellom tau og skive, for eksempel 0,1 — 0,25, alt etter foringsmaterialet i drivskiven (stål, aluminium, gummi)

a_2 = omslyngningsvinkel

Ved ettausbaner brukes eksempelvis $a_2 = 180^\circ$.

Med $\mu = 0,14$ blir $e^{\mu a_2} = 1,5$ $\therefore S_1 = 3F_p$

Ved totausbaner vil man gjerne øke omslyngningsvinkelen for ikke å få for tykke trekktau.

Eksempelvis gir $a_2 = 360^\circ (2\pi)$ og $\mu = 0,14$

$$e^{\mu a_2} = 2,4 \text{ og } S_1 = 1,7F_p$$

Sikkerhet i tau

Etter gjeldende forskrifter skal trekktauet for persontaubaner ved montering ha en bruddstyrke som er minst 5 ganger så stor som maksimalt opptredende strekkraft fra egenvekt, bevegelig belastning, motvekt og friksjon.

Ny bærekabel skal ha en bruddstyrke som er minst 3,5 ganger så stor som maksimal opptredende strekkraft fra egenvekt, bevegelig belastning, motvekt og friksjon.

Forholdet mellom tverrkraft fra enkellast og min. strekkraft i bæretau bør ikke være større enn 1/12 (1/10 for godsbaner).

Det tilsvarende forhold mellom hjultrykk og min. strekkraft bør ikke være større enn 1/80 (1/60 for godsbaner).

Ved ettaus lettvektsbaner (med felles bære- og trekktau) har man forskriftsmessig i den senere tid fremtvunget en økning av taudimensjonen ved å forlange en minskning fra 1/15 til 1/25 av forholdet mellom tverrkraft fra enkellast og min. strekkraft i tauet, hvilket er gunstig for tauets levetid når man tar i betraktning at diameter på tausken skal stå i et visst forhold til tau- og tråddiameter

$$(D \geq 80d/800\delta)$$

Bøyningsspenninger på grunn av tverrbelastning beregnes for øvrig etter Isaachsens formel:

$$\sigma_b = \frac{Q}{2} \frac{\delta}{2} \sqrt{\frac{E}{JS}}$$

For alminnelige spiralslåtte tau: $\sigma_{bl} = Q \sqrt{\frac{E}{FS}}$

Bøyningsspenningen ved tvungen omføring på en skive beregnes etter Releaux formel: $\sigma_b' = E \frac{\delta}{D}$

Q = tverrkraft

S = strekkraft i tau

F = tautverrsnitt

E = 2 100 000 kg/cm²

J = treghetsmomentet

δ = tråddiameter

d = taudiameter

D = skivediameter

Kjørehastighet

Kjørehastigheten ligger for godstautbanene mellom 1 og 3 m/sek og for persontaubane mellom 1,5 og 10,5 m/sek (38 km/time). I skitrekke er hastigheten vanligvis 2,5 m/sek (i enkelt pendeltrekke opp til 4,0 m/sek og i skitau for spesialister opptil 10 m/sek).

I stol- og tønnebaner hvor kjøretøyet er festet med klemmer som ikke er automatisk løsbare og hvor passasjerene går på i fart, må kjørehastigheten begrenses til 1,5—2,0 m/sek.

I de øvrige lettvektsbanene hvor kjøretøyet løses automatisk fra tauet ved innkjøring på skinnegang i stasjonen, kan hastigheten variere fra 2,5—3,5 m/sek.

Totaus pendelbaner blir oftest konstruert for en kjørehastighet fra 4,0—8,0 m/sek. Hastigheten er for tiden forskriftsmessig begrenset til 10 m/sek når kabinen befinner seg i spennet mellom støttene, men må da kunne reduseres automatisk til 7—8 m/sek ved passering av støtte.

Den forholdsvis høye hastighet byr konstruktøren visse dynamiske problemer når han skal utstyre kabinene med bæretausbremse som er påbudt i tilfelle av brudd i trekktau.

Automatisering

Tendensen i utviklingen av styringsteknikken for taubanene går tydelig i retning av automatisering. Det er i løpet av de senere år laget endel programstyrte anlegg i Mellom-Europa hvor også de nyeste landevinninger på svakstrømsteknikkens område er tatt i bruk (f. eks. transistor-tonefrekvensstyring).

Å overføre kjøretøyets nøyaktige posisjon ved passering av mast eller ved innkjøring i stasjon til et kopieringsapparat i drivstasjonene for derigjennom å skaffe impulser til reléer og kontakter som skal utvikle programstyringen er ingen enkel oppgave.

Man vil svært gjerne ha et fast, markert punkt på trekktauet. Det har man skaffet seg ved å legge inn radioaktivt kobolt i hampekjernen i tauet. En Geigerteller formidler impulsen til kopieringsapparatet. Forslaget skriver seg fra Østerrike.

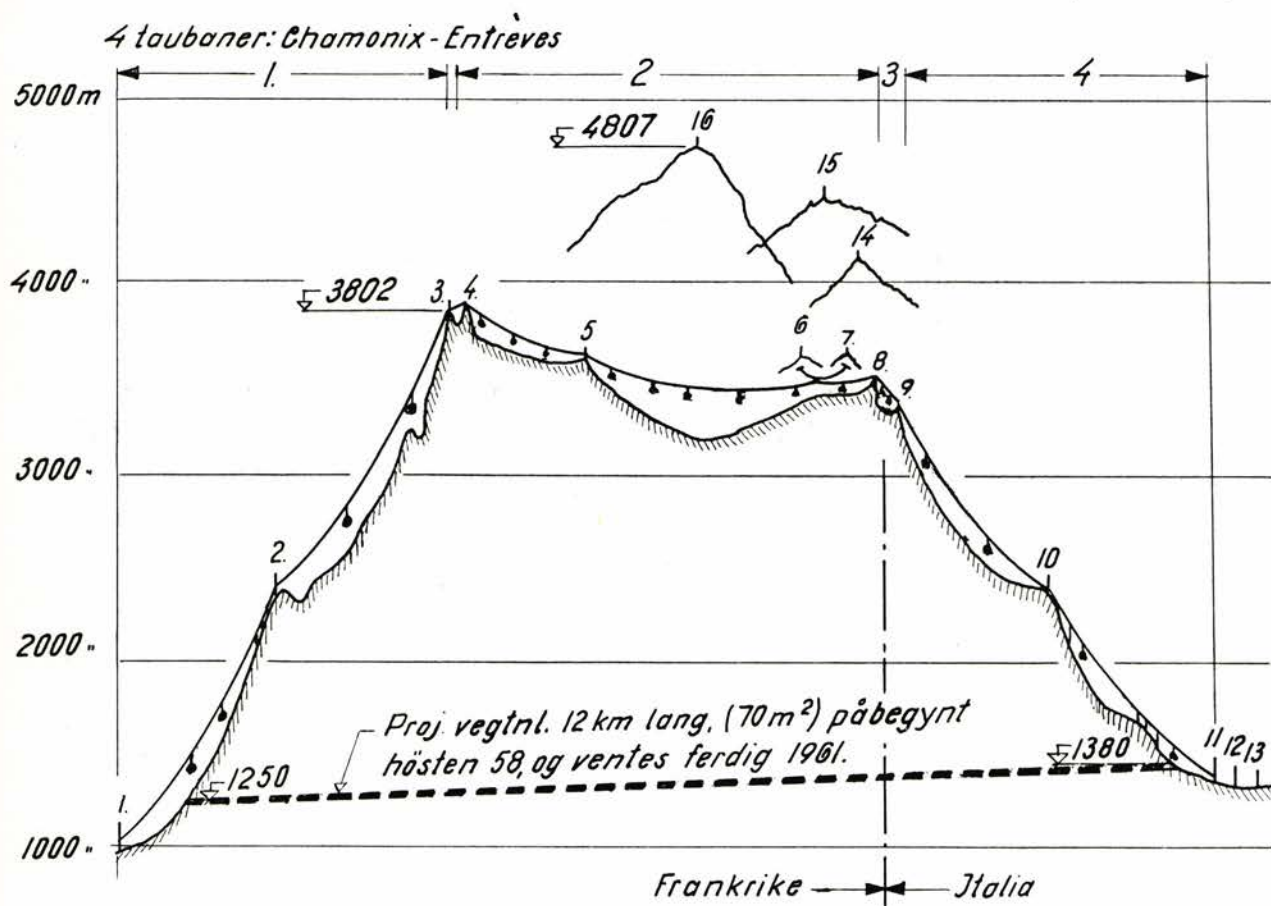
Vanskeligheten med helautomatisering (som for en heis) er naturligvis den at taubanen ligger utsatt for vær og vind. La oss si at det oppstår unormale påkjenninger i trekktauet på grunn av ising og vind. Et strømstøtrelé (maksimaltidsrelé) vil forhåpentlig stoppe motoren og dermed taubanen før tauet ryker. Kabinføreren vil da ha liten glede av de trykknappene som måtte være for hånden. Han må stole på at det er en kyndig betjening i stasjonen, særdeles vel inne i automatikkens finesser.

Betjeningen må for øvrig i en snarvending kunne utvikle det redningsprogram som på forhånd er fastlagt for det tilfelle at maskineriet svikter.

Persontaubaner i utlandet

Taubanekonstruktørens arbeidsområde er begrenset av kotene 0 og 8882 (betrådt i 1953). For å belyse hvilke utslag menneskets naturlige reaksjon mot tyngdekraften har fått i taubaneteknikken, skal det kort redegjøres for enkelte av de mest bemerkelsesverdige prestasjoner på personbaneområdet i de senere år.

Italienerne har nettopp startet på sin del av den fransk-italienske tunnelen med 70 m² tverrsnitt under Mont Blanc fra Chamonix (1250 m o. h.) til



1. Chamonix	1030 m.o.h.	9. Refuge Torino	3330 m.o.h.
2. Plan des Aiguilles	2308 "	10. Le Pavillon	2130 "
3. Piton Nord	3802 "	11. La Palude	1325 "
4. Aiguille du Midi(3842)	3778 "	12. Entrèves	1306 "
5. Gros Ragnon	3536 "	13. Courmayeur	1224 "
6. Petit Flambeau	3421 "	14. Aiguille de Geant	4013 "
7. Grande Flambeau	3587 "	15. Grandes Jorasses	4206 "
8. Pointe Helbronner	3466 "	16. Mont Blanc	4807 "

Fig. 11. Taubaneforbindelse Frankrike—Italia.



Fig. 12. Taubanen Arosa—Weisshorn.

Entrèves (1380 m o. h.) i Aostadalen. I 1961 vil man da kunne tilbakelegge den 12 km lange tunnelen på en halv time (fartsbegrensning 25 km pr. time).

I dag kan man ta over fjellet i taubane (fig. 11). Italienerne startet med pendelbanen fra La Palude (Entrèves) på kote 1375 til Rifugio Torino på kote 3320. Den består av 2 seksjoner med henholdsvis 1807 m og 2428 m skrå lengde. På den nederste seksjon er det kabiner for 30 personer og på den øverste, som ble tatt i bruk i 1947, er det kabiner for 23 personer. Kjøre hastigheten er henholdsvis 6,5 og 4,4 m/sek. Fra fransk side ble kjempependeltaubanen fra Chamonix på kote 1030 opp til Aiguille de Midi (Pieton Nord) på kote 3792 påbegynt i 1949 og fullført i 1955. Den består også av 2 seksjoner med henholdsvis 2523 m og 3892 m skrå lengde. På den nederste seksjon er det kabiner for 60—70 personer (4900 kg nyttelast) og kjøre hastigheten 7,2 m/sek, på den øverste seksjon, i et spenn, kabiner for 40—45 personer (3220 kg) med en kjøre hastighet på maksimum 10,5 m/sek.

Forbindelsen mellom Rifugio Torino og Aiguille de Midi ble etablert i julen 1957. Den består likeledes av 2 seksjoner. Først en liten pendelbane mellom Rifugio Torino og Punta Helbronner, kote 3452, med 270 m skrå lengde, kabiner for 8 pers. og hastighet 5,5 m/sek. Sluttleddet i det gigantiske banesystem er den 5093 m lange totausomløpsbanen fra Punta Helbronner, kote 3452, til Aiguille de Midi på kote 3778. Banen har 18 stk. 4-manns kabiner som er fast forbundet til trekktauet. Kjøre hastigheten er 7 m/sek. På grunn av mindre oversiktlige fundamenteringsforhold på breen er det laget en «svevende mellomstøtte» opphengt i tau som er festet i forhåndenværende fjelltopper (Flambeau, 6—7).

Med omstigninger og ventetid skulle hele turen Chamonix—Entrèves kunne gjøre på 1 time eller 2 om så var. Man vil få et særdeles imponerende skue over Alpene. Vallé Blance og Glacier du Geant befinner man seg i ærbødig avstand over (ca. 300 m).

Etter denne noe sprangvise fremrykking på det taubanetekniske område gjengis de tekniske hoveddata for taubanen Arosa—Weisshorn. Taubanen er eksempel på moderne utformning av den klassiske pendelbane i sveitsisk tilsnitt. Sveitserne bruker som oftest to bæretau for hver kabin. Taubanen består av to seksjoner som ble tatt i bruk i februar, respektive juli 1957. Kabinene på øvre seksjon er vel de største som hittil er bygget med en nyttelast på 5700 kg (76 personer), se fig. 12.

Anlegget er programstyrt (automatisert) og kan trykknappstyres fra kabin eller stasjon. Driftsmaskineriet har likestrømsmotor med Ward-Leonard-omformeraggregat. Det er anvendt 2 trekktau. For å få samme påkjenning i begge tau ved drivskiven er det nyttet differensialdrev. Løpehjul og drivhjul er utført med gummi eller kunststoff.

Arosa-Weisshorn (2653):

	1. seksjon	2. seksjon
Skrå lengde	1252 m	1982 m
Høydeforskjell	261 m	625 m
Nedre stasjon	1752 m o. h.	2013 m o. h.
Øvre stasjon	2013 m o. h.	2638 m o. h.
Antall mellomstøtter . .	5	3
Største mastehøyde . .	23 m	30 m
Største spennvidde . .	482 m	1340 m
Vekt av tom vogn	2900 kg	3100 kg
Nyttelast	4575 kg	5700 kg
Antall pers. pr. kabin	60 + vognf.	75 + vognf.
Diameter av bæretau, lukket	37 mm (2)	42 mm (2)
Diameter av trekktau	25 mm (2)	25 mm (2)
Balansetau	17 mm (2)	25 mm (2)
Hjelpetau	—	15 mm
Maks. kjøre hastighet	6 m/sek.	10 m/sek.
Transportevne i hver retning	600 pers./t.	600 pers./t.
Maks. motorytelse . .	480 HK	480 HK

Anlegget er prosjektert av Ludw. von Rollschen Eisenwerke som har levert det mekaniske utstyr mens Brown Boverie & Cie har levert det elektriske utstyr med fjernstyring.

Kjøre hastigheten skal reduseres automatisk fra 10 m/sek til 8 m/sek ved passering av støtte. Denne

hastighet krever for øvrig sko med ganske stor kurveradius for ikke å få for stor sentrepetalaksellerasjon (forskriftsmessig begrenset til 2 m/sek).

De sveitsiske tilsynsmyndigheter har for øvrig for langt en tids prøvekjøring med maksimal hastighet = 7 m/sek.

Den moderne turist stiller stadig taubanekonstruktøren overfor nye krav. Menneskets evne til å overvinne høydeforskjell er som kjent ganske stor bare det blir tilført tilstrækkelige mengder surstoff (rakett- og månemannen i vennlig erindring).

Et fransk taubanefirma arbeider nå med et prosjekt hvor det faktisk blir nødvendig å tilføre surstoff. Planen er rekordpreget både på den ene og på den annen måte. Taubanen skal starte ved foten av Sierra Nevada i Merida på kote 1580 og føre opp til Speiltoppen (Pic Espejo) i 4800 m høyde o. h. Den blir lenger enn noen tidligere bygget persontaubane, nemlig 12,1 km, fordelt på 4 seksjoner hvorav en også ha det lengste spenn som hittil er foreslått for taubaner: 2900 m. Det er ganske langt for et tau (50 mm \varnothing) med kjøretrafikk av tunge kabiner. I denne forbindelse kan nevnes at kraftledningsspennet over Sognefjorden ved Hermannsverk er på 4890 m og såvidt kjent det hittil lengste spenn for ståltau (23 mm \varnothing).

Passasjerene i Venezuela ville sannsynligvis bli nokså kortpustet før de kom opp på Speiltoppen under vanlige forhold. Den kabin som man setter seg inn i sammen med 38 andre vil imidlertid bli tilført surstoff, slik at surstoffinnholdet blir noenlunde konstant helt opp til toppen hvor man stiger over i hoteller og hytter med air-conditioning. Ennå er det et stykke opp til kote 8882.

Tilsynets oppgaver

Etter denne noe springende behandling av et begrenset felt av transportteknikken, kan det være på tide å vende tilbake til Hovedstyrets egne sirkler.

Taubanens og især persontaubanens styrke ligger i vertikalplanet, i dens evne til å ta bakker, kneiker og topper på en ubesværet måte. Noe egentlig masse-transportmiddel vil den neppe bli, selv om det nok må sies å være en ganske respektabel prestasjon å frakte 5 å 6000 mennesker opp på Aiguille de Midi i løpet av en søndag. Hva de enn måtte ha å gjøre der?

Her skal bare pekes på, i likhet med hva ingeniør Størmer gjorde for 70 år siden, at taubanen alltid vil bety et incitament i trafikken. Ethvert turisthotell med respekt for seg selv må jo nå kunne henvise til en taubane eller minst et skitrekk.

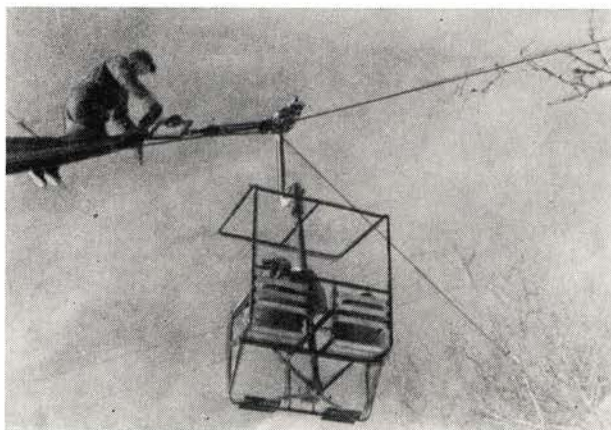


Fig. 13. Prøvebelastning av taubane.

Hvori består så Hovedstyrets oppgave som tilsynsorgan? Jo, som Samferdselsdepartementets konsulent i taubanesaker og i besittelse av organer med bane-, maskin- og elektroteknisk innsikt, skal Hovedstyret gjennomgå og godkjenne samtlige beregninger og tegninger av et taubaneanlegg. Det kan da bli nødvendig å foreskrive inngående materialprøving av nye konstruksjoner, f. eks. pulsatorforsøk med taubaneklemmer. Når konsesjon er gitt og anlegget er fullført skal det foretas en besiktigelse med prøvekjøring og prøvebelastning av utstyret før den menige mann slipper til (fig. 13). Senere skal driften overvåkes ved årlige inspeksjoner for å kontrollere at driftsinstruksene følges og at vedlikeholdet ikke forsømmes.

I de senere år er det for persontaubanene innhentet månedlige driftsrapporter som gir Hovedstyret oversikt over tauets tilstand (antall tråddrudd), utførte kontrollarbeider (etter driftsinstruksen), passasjerantall m. v.

Med den markante utvikling av taubaneteknikken og det stigende antall baner må nok Statsmyndighetene i fremtiden ofre tilsynet atskillig større oppmerksomhet enn hittil, hvis man skal kunne ivareta tilnærmet de tilsynsplikter som de mellomeuropeiske land har funnet nødvendige av almene og sikkerhetsmessige hensyn. Den mest påtrengende oppgave er kanskje å skaffe kyndig mannskap og utstyr til undersøkelse og prøving av tau. Man må først og fremst stole på den visuelle kontroll av tau. Med magnet-induktivt måleutstyr (f. eks. defectoskop) er det imidlertid mulig å overvåke tauets indre tilstand, om det er rustet eller har tråddrudd.

Ved studium av de diagrammer som opptas med måleutstyret kan man lese seg til hvor og hvilke uregelmessigheter som forekommer (kvalitativt) og også i hvor høy grad tauet er svekket (kvantitativt).

Foruten de vanlige prøver av tauet i materialprøveanstalt bør det, under prøvekjøring av nytt taubaneanlegg, tas opp diagrammer med omtalte spesialutstyr på det ferdige anlegg, slik at man skaffer seg et sammenlikningsgrunnlag for senere nødvendige kontrollprøver av tauet. Det er mulig at det på dette område kan etableres et samarbeid med materialprøveanstalter og andre institusjoner innen kraftutbyggings- og grubeindustrien som er interessert i tauprøving.

Det er spesielt ettausomløpsbanen med stoler eller småkabiner som volder tilsynet bekymring i så måte. Denne banetypen har fått en veldig utbredelse i de senere år. Den er som nevnt rimelig i anlegg, har stor kapasitet og byr på fordeler med hensyn til

komfort. Men 100—200 mennesker befinner seg fra 8 til 25 m over bakken og er avhengig av at et enkelt tau med 22—30 mm diameter ikke har indre trådbrudd eller er rustet innenfra!

Tilsynsmyndighetene kan umulig nøye seg med formuleringen «det vil helst gå godt».

Litteraturhenvisninger

Eugen Czitary: Seilschwebbahnen. Wien 1951.

Theophil Wyss: Die Stahldrahtseile der Transport- und Förderanlagen, insbesondere Standseil- und Schwebbahnen. Zürich 1957.

Richard Birkeland: Matematisk analyse. Trondheim 1920.

Kolbjørn Heje: Veg- og jernbanebygging. Oslo 1945.

Internationale Seilbahn-Rundschau. Wien I, Casanovagasse 5 (fagtidsskrift som utkommer 4 ganger i året).

Statsbanenes trykk nr. 398.

FASTMERKENIVELLEMENT LANGS JERNBANELINJENE

Av avdelingsingeniør A. Bruset, Hovedstyret

DK 526.95:625.1(481)=396

Jernbanelinjenes tekniske standard er avgjørende for med hvilken fart og med hvor store akseltrykk togene kan kjøres uten at det går ut over sikkerheten. En linjes tekniske standard er avhengig av mange faktorer, og det er det samlede produkt av alle disse faktorer som er det avgjørende. Det hjelper lite å skifte til pukkballast, legge inn betong-

sviller og 49 kg skinner eller bruke svillepakkmaskiner, dersom ikke justeringen av skinnegangen samtidig er i orden.

Justering av skinnegangen skjer både i horisontalplanet (kurvekorreksjoner) og vertikallplanet (høgdejusteringer). Kurvekorreksjoner foretas etter flere ulike metoder, men det skal jeg ikke komme nærmere inn på her. Derimot skal jeg se litt nærmere på de målinger som er, eller i alle fall burde være, grunnlaget for høgdejusteringene, nemlig linjenivellementene.

Vi kan med en gang slå fast at nøyaktig kontroll og utsetting av høgder bare kan skje ved nivellering. Skal en kunne foreta den nødvendige høgdejustering av skinnegangen, må en ha et fastmerkenivellement å gå ut fra.

Alle våre jernbanelinjer er nivellert, og høgdefastmerker er eller har i alle fall vært utfestet. Disse nivellementer er imidlertid av svært blandet kvalitet, og mange har nærmest ingen verdi lenger. For de fleste banestrekninger foreligger det ikke andre lengdeprofiler og oppgaver over høgdefastmerker enn de som finnes i seksjonsbøkene.

Seksjonsbøkene høgder stemmer vanligvis svært dårlig med de faktiske forhold i dag. På fig. 1 er vist lengdeprofil for to mindre banestrekninger (de noe uvanlige målestokker for profilene er valgt av plasshensyn). På profilene er tegnet inn skinnetopp ifølge nivellement utført i 1958 og dessuten formasjonsplan ifølge seksjonsboka, som hittil har vært

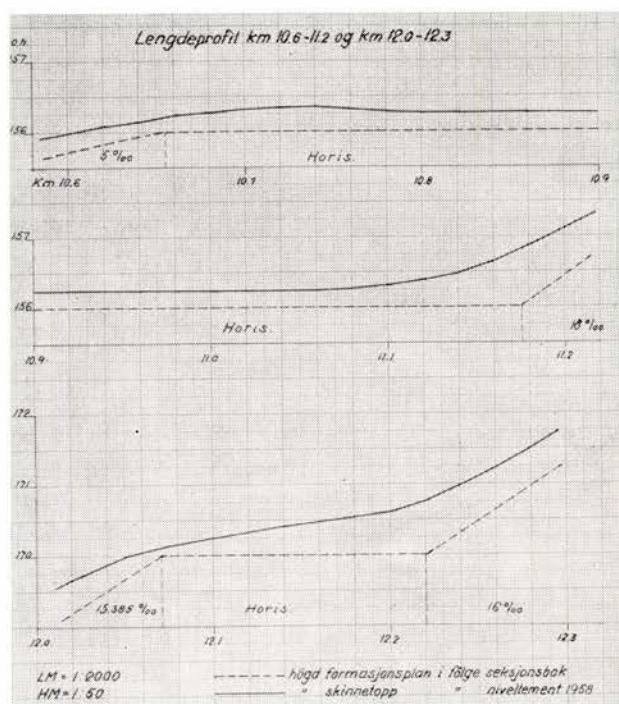


Fig. 1.



Fig. 2.



Fig. 3.

det eneste eksisterende lengdeprofil for denne bane. Det er ikke angitt høgdefastmerker i seksjonsboka eller oppgitt hvilket nullpunkt høgden refererer seg til. Det kan derfor ikke sies helt sikkert om de innregnede profiler for skinnetopp og formasjonsplan refererer seg til samme nullpunkt, men dette vil i tilfelle bare utgjøre en mindre parallellforskyvning som ingen betydning har i denne sammenheng. Disse profiler viser tydelig at det ikke er særlig god overensstemmelse mellom de høgder som skinnegangen ligger på i dag, og det som det hittil eneste foreliggende lengdeprofil viser at den skulle ligge på. Av det nederste profil går det fram at det i dag er en stigning på ca. 4 ‰ på en strekning som ifølge seksjonsboka skal være horisontal. Det kan nok sies at linjen på dette sted nå har et gunstigere stigningsforhold enn det opprinnelige. Endringer av stigningsforholdene må imidlertid ikke gå helt vilkårlig for seg, for da vil det ofte også oppstå slike kuler som det øverste profil viser, og disse er i alle fall ikke av det gode.

Et nivellements verdi er foruten av målingenes nøyaktighet også avhengig av i hvilken grad det er utfestet varige høgdefastmerker. For Statsbanenes nivellementer er det vanligvis ikke så bra når det gjelder utfesting av fastmerker. For flere banestrekninger kan det ikke finnes igjen noen av de fastmerker som er oppgitt i seksjonsbøkene. Derimot kan en mange steder finne fastmerker som ikke er oppført i seksjonsbøkene, og som det i det hele ikke finnes noen oppgave over. Enkelte av disse punkter er plasert slik at det har vært gått ut fra at

det var punkter som er oppført i seksjonsbøkene helt til høgden av punktene ble kontrollert.

En del av linjenivellementene er knyttet til NGO's presisjonsnivellement, men det er også for mange strekninger valgt mer eller mindre vilkårlige utgangshøgder. I mange tilfelle kan det ikke sies sikkert hvilket nullpunkt de oppgitte høgder refererer seg til.

Det er ikke nok bare å sette ut et tilstrekkelig antall høgdefastmerker, men det må også sørges for at fastmerkene blir mest mulig varig utfestet. En vanlig jernstang slått ned i jord har nærmest ingen verdi som høgdefastmerke. Står derimot et fastmerke i fjell, rekner mange med at alt er i orden, men fjell og fjell kan være helt forskjellige ting. På fig. 2 og 3 er vist to høgdefastmerker som står i fjell, men begge disse er eksempler på hvorledes et fastmerke helst ikke bør plaseres. Fastmerket på fig. 2 står i dårlig, oppsprukket fjell, og det vil nok med tida vise seg at dette punkt ikke står helt fast. Det andre fastmerket (fig. 3) står nok i bedre fjell, men fjellet her er også sprukket på grunn av sprengning, og fastmerket er plasert ytterst på kanten like ved en tydelig sprekk. Begge disse fastmerker burde i alle fall vært plasert lenger inn, og det på fig. 3 skulle forresten vært satt på et annet sted like ved der det er godt, uberørt fjell.

For mange banestrekninger vil det ikke være mulig å få satt alle fastmerker i fjell. Det er imidlertid ikke nødvendig at alle fastmerker er utfestet absolutt varig, men det bør ikke være lenger avstand mellom de helt pålitelige enn at de usikre

lett kan kontrolleres, dersom det skulle bli nødvendig. Det vil ofte kunne utfestes høgdefastmerker i grunnmurer, plattformer og brukar, dersom disse er tilfredsstillende fundamentert. I det siste er forankrede jernrør blitt mye brukt som fastmerker i jord. Avdelingsingeniør H. Hartmark har i TM-NSB nr. 4-1957, side 97-101, omtalt et forsøk som viser at forankrede jernrør er brukbare som fastmerker.

Den utstrakte bruk av svillepakkmaskiner i det siste har gjort det nødvendig å nivellere mange strekninger på nytt. Utførelsen og nøyaktigheten av disse nivellementer har vært noe forskjellig. Det burde imidlertid fastsettes bestemte regler for disse nivellementer, slik at det ble ensartet for alle distrikter. Når det først må opptas nye nivellementer, bør disse gjøres slik at en får full nytte av dem også i framtida.

Skal vi midlertid få tilfredsstillende forhold ved Statsbanene når det gjelder bestemmelser og justeringer av høgder, må vi få et presisjonsnivellement langs alle jernbanelinjer. Til et slikt nivellement må det stilles bestemte krav, og jeg skal da komme litt nærmere inn på dette.

Nivellementet må knyttes til NGO's presisjonsnivellement, slik at alle høgder ved Statsbanene i framtida refererer seg til samme nullpunkt. Flere av NGO's presisjonsnivellementer går langs jernbanelinjen, og for disse banestrekninger blir da saken svært grei, da det bare blir å feste ut og nivellere inn et tilstrekkelig antall nye fastmerker mellom de som NGO har der fra før. For de fleste andre banestrekninger ligger heller ikke NGO's fastmerker så langt unna at det vil by på noe problem å få den nødvendige tilknytting. Geodetiske arbeider hefte 6, utgitt av Norges geografiske oppmåling, inneholder beskrivelse og høgder for alle presisjonsnivellementsfastmerker sør for Mosjøen.

Fastmerkene i et slikt presisjonsnivellement bør utfestes med 500-1000 meters mellomrom. Avstanden mellom punktene vil imidlertid måtte variere med terreng- og grunnforhold, da det gjelder å få plasert fastmerkene slik at de blir utfestet mest mulig varig. Fastmerkene må settes i fjell hvor dette er mulig, og for å oppnå dette må en heller ikke være redd for å bevege seg noe utenom selve jernbanelinjen. Der det ikke er mulig å få satt et tilstrekkelig antall i fjell, settes fastmerker i grunnmurer, plattformer og brukar, eller det brukes forankrede jernrør i jord. Til selve fastmerkene i et presisjonsnivellement bør det brukes messingbolter som er avrundet i toppen. Ved at det brukes messingbolter vil også fastmerkene i presisjonsnivelle-

mentet skille seg ut fra tidligere nedsatte fastmerker, og faren for å kunne komme til å bruke feil punkt vil dermed elimineres.

Alle strekninger som inngår i et presisjonsnivellement må nivelleres både fram og tilbake. Det må dessuten stilles strenge krav til målenøyaktigheten. Nøyaktigheten må være så stor at vi får et nivellement som er tilfredsstillende for alle våre formål. På den annen side er det ingen vits i å stille strengere nøyaktighetskrav enn nødvendig, da omkostningene vil stige med kravene.

I «Normalbestemmelser for kommunale oppmålingsarbeider», vedtatt 1955 av Norske kommunale ingeniørveseners forening, uttales det bl. a. om feilgrenser ved nivellering:

«I mange tilfelle kan det også være ønskelig å anlegge et eget nivellement med spesielt omhyggelig sikrede fastmerker. Et slikt nivellementsnett bør utjamnes etter minste kvadraters metode og den midlere feil som avledes fra utjamningen må ikke overstige ± 5 mm pr. km. I dette tilfelle må differansen mellom fram- og tilbakenivellement mellom 2 fastpunkter ikke overstige $10\sqrt{L}$ mm.»

Det presiseres imidlertid i bestemmelsene at det til et presisjonsnivellement må stilles strengere nøyaktighetskrav. For Statsbanenes presisjonsnivellement bør det nok stilles noe strengere krav enn det som er oppstilt i det foran siterte avsnitt.

For Norges geografiske oppmålings presisjonsnivellement er oppstilt som feilgrense at differansen mellom fram- og tilbakenivellering ikke må overskride $4\sqrt{s}$ mm, hvor s er avstanden i km. Oslo oppmålingsvesen stiller også de samme krav til sine presisjonsnivellementer. For Statsbanenes presisjonsnivellement vil dette være for strenge krav, så for dette bør det fastsettes en feilgrense som ligner mellom de to feilgrenser som er nevnt foran.

Nå vil sikkert mange innvende at det vil bli enda verre å holde styr på høgdeforholdene, dersom vi skal få enda et sett høgder å operere med, for de nye høgder vil nok for de fleste strekninger ikke stemme med de gamle. Til det er å svare at det eneste sikre en i de fleste tilfelle kan si om de høgder som er oppgitt på lengdeprofiler, stasjonsplaner osv., er at de ikke stemmer med de virkelige forhold i dag. Skal vi med tida få orden på dette, må vi derfor begynne på nytt fra grunnen av. Det må derfor reknes med at så og si alle banestrekninger i tilfelle må nivelleres på nytt.

Mange vil trolig også komme med den innvending at et presisjonsnivellement vil koste for mye i forhold til vinningen med det. For å belyse hva et

slikt nivellement vil koste, skal vi se litt nærmere på et nivellement som siste høst ble utført av konstruktør Odd Kielland ved Hovedstyrets baneavdeling. Han nivellerte i alt en banestrekning på ca. 250 km. Det ble gått et kombinert fastmerke- og linjenivellement som ble tilknyttet NGO's presisjonsnivellement, men det ble nivellert bare én veg. Kjeding av linjen (hver 20 m avmerket) og utfesting av fastmerker med ca. 1 km mellomrom var foretatt av distriktene på forhånd. Til nivelleringen ble brukt et nytt nivellerinstrument Zeiss Ni 2, som har automatisk horisontal-innstilling. Nivellerinstrumentet er vist på fig. 4, og fig. 5 viser et snitt gjennom selve kikkerten. Ved å stille fotskruene slik at dåselibellen, som er den eneste libelle på instrumentet, er så noenlunde sentrert, stiller siktelinjen seg automatisk horisontalt gjennom en kompensator. Kikkerten har 32 x forstørrelse, så en får nøyaktige avlesninger på 100 m avstand. Instrumentet er derfor svært raskt i bruk.

Det foretatte nivellement er ennå ikke endelig bearbeidet og utjamnet, men det kan gis følgende foreløpige resultater: Det ble utført ca. 9 km kombinert fastmerke- og linjenivellement pr. 8 timers arbeidsdag med hjelp av en stangbærer. Etter de foreløpige beregninger ligger middelfeilen for nivellementet på ca. ± 3 mm pr. km. Kostnaden av nivellementet er ikke endelig utrekket, men den ligger i alle fall under halvparten av det anbud som et oppmålingsfirma sendte inn på utførelsen av dette nivellement. Målingene er dessuten utført med over dobbelt så stor nøyaktighet som var forutsatt i anbudet.

En skulle da kunne rekne med at en dreven niveljør med hjelp av 1 mann klarer å nivellere en banestrekning på 5 km både fram og tilbake på en 8 timers arbeidsdag, medregnet den nødvendige tilknytting til NGO's presisjonsnivellement. Det er da ikke forutsatt at det samtidig tas linjenivellement, for dette er en sak for seg. Rundt reknet skulle det da bli nivellert ca. 100 km i måneden eller i alt 600 km på en sesong. I løpet av 7 år skulle da en niveljør med 1 medhjelper klare å utføre presisjonsnivellement for alle våre jernbanelinjer. Kostnaden av et slikt nivellement vil således ikke bli så stor, og utgiftene vil spares inn i løpet av kort tid.

Et presisjonsnivellement kan ikke utføres av

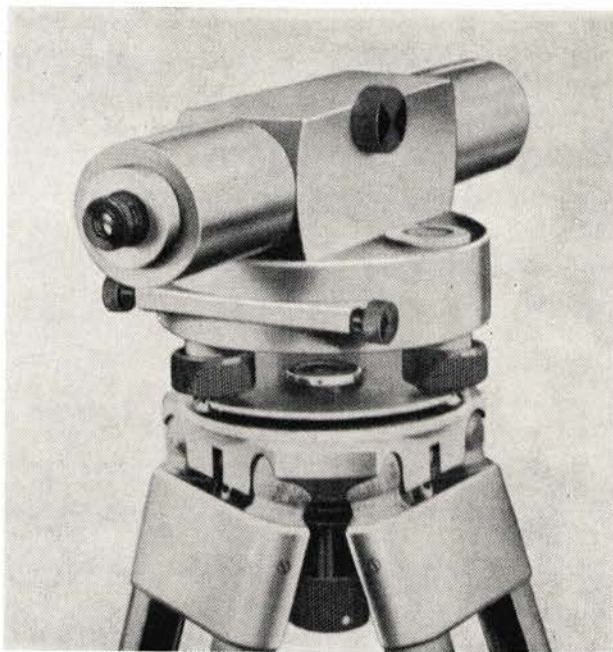


Fig. 4.

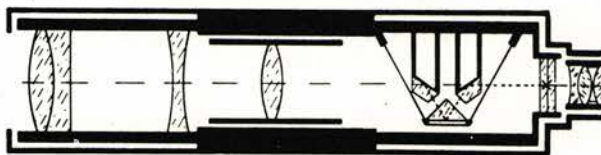


Fig. 5.

hvem som helst, da dette er et arbeid som krever både den nødvendige teoretiske innsikt og dessuten en god del praksis i nivellering.

Det foran omtalte nivellerinstrument vil egne seg ypperlig til bruk ved opptaking av et presisjonsnivellement. Det ser ut som mange mener at dersom de får et godt instrument, vil selve målingene nærmest gå av seg sjøl. Ved nivellering er det imidlertid først og fremst mannen bak instrumentet som er den avgjørende faktor for kvaliteten av et nivellement. Det er begrenset hva en kan oppnå med et simpelt instrument, men det er også forkastelig å bruke et presisjonsinstrument til et grovt nivellement. Det gjelder derfor også ved nivellering, som for øvrig ved all oppmåling og stikking, at en har et instrument som høver til det arbeid som skal utføres, men like viktig er det at det er den riktige mann som står bak instrumentet.

ARKITEKTUR

Av overarkitekt A. Sundby, Hovedstyret

DK 72—396

46

Arkitektur er mer enn boligareal og varmegjennomgangstall. Arkitektur med stor A er først og fremst romkunst. Det kan enkelt forklares slik at mens skulptur er noe som befinner seg i sentrum og blir betraktet utenfra, er romkunst av motsatt natur, beskueren befinner seg i midten mens blikket blir begrenset til alle kanter.

Begrepet rom må her oppfattes i videste betydning. Gulvet kan være en gressmatte, veggene trær og taket himmelen. Da snakker vi riktignok om havearkitektur.

Men hva er det som er så morsomt ved et rom? Hvis man tenker seg hulrommet i en kule, som jo inneholder det størst mulige volum i forhold til overflaten og derfor av fysikerne betraktes som det ideelle rom, må man si at som rom i arkitektonisk forstand er det tufse saker. Bortsett fra at det vil være ufyselig å møblere, utmerker det seg ved å være fullstendig konturløst. Øyet finner ingen steder hvile eller holdepunkter. (Hvis man erstatter den nedre halvpart av kulen med en sylinder, blir det imidlertid vesentlig bedre. Man får et sirkelrundt rom med kuppelhvelv, Pantéon i Rom.)

Velger man en terning, har man i alle fall en klar differensiering mellom gulv, vegger og tak. Men rommet er i sin fullkommenhet drepene kjedelig med likeverdige lengde, bredde og høyde. Man må bringe inn en dissonans eller et spenningsmoment. Hvis man stiller en fyrstikkeske på ende, får man et høyt rom med liten gulvflate. Stiller man den på kant, får man et lavere rom med utpreget langstrakt form. Og legger man den flatt, får man et stort gulvareal og liten høyde. Kubikken er i alle tilfelle den samme, men virkningen er høyst forskjellig. I første tilfelle kan vi jo kalle den sakral, i annet feudal og i tredje selvaagsk. Alle tre virkninger er interessante, fordi proporsjonene er blitt differensiert. Og dette er noe vesentlig ved arkitektur. Er proporsjonene uheldige, kommer man «skjevt ut fra hoppet».

Ved behandling av de enkelte flater spiller også proporsjonene en vesentlig rolle. De rene flater blir jo som regel litt nakne. Når dører og vinduer settes inn, hjelper det stort, men fremdeles kan man ha behov for en rikere behandling av så vel gulv som vegger og tak. Her kan man spille på mer eller mindre edle materialer og rytmisk eller regelmessig oppdeling av flatene. Dette kan gjøres med farger

eller plastiske dekorasjoner eller begge deler. Som et kuriosum kan nevnes at man lenge trodde de gamle hellenske templer var hvite. Derfor har det vært en uskreven lov at alle senere kopier også skulle være det. Nyere forskning har imidlertid godtgjort at templene var rikt polykromt dekorert, endog med sterke farger.

Følelsen for rom og proporsjoner har variert gjennom tidene. I de hellenske templer var alle ledd og detaljer dimensjonert i et lovmessig forhold til bygningens totalmål, så også stort sett hos romerne. I middelalderen derimot var de samme detaljer, som i og for seg bygget på de klassiske forbilder, absolutte og uavhengige av bygningens dimensjoner. I middelalderen var også romfølelsen lite utviklet. I renessanseperioden ble imidlertid sansen for rom og proporsjoner levende igjen. Og i barokk- og rokokkotiden drev man det så langt at man benyttet seg av perspektiviske trick for å oppnå store effekter (Petersplassen, bibliotektrappen i Vatikanet m. fl.).

Hvis man aksepterer romfølelsen som noe verdifullt, sier det seg selv at man gjør hva man kan for å understreke den. Man murer ikke en pipe midt i stuen. Av samme grunn bør man unngå møblemeter og lysekroner midt i rommet, eller en tregruppe midt på plenen. Men i gamle dager, da man ikke hadde midler til å spenne over store rom, måtte man fylle rommet med søyler. Hellenerne brukte bjelketak, romerne innførte tønnehvelvet, i den romanske periode kulehvelvet og i gotikken krysshvelvet.

Det vil kanskje interessere enkelte å vite at forskjellen på romansk og gotisk «stil» ikke er rundbue kontra spissbue, men at den bunner i en konstruktiv utvikling. Det romanske rom ble i lengderetningen avdekket med en sammenhengende rekke kulekalotter. Under disse ble det som regel lagt dekorative diagonalribber uten konstruktiv betydning. Kalottene trykket mot ytterveggen i hele dens lengde, denne måtte derfor utføres særdeles tykk og ha minimum av åpninger. Den gotiske periode ble innledet ved at man lærte å gjøre diagonalribbene bærende ved å mure et horisontalt krysshvelv som rent geometrisk skulle bli elliptisk, idet diagonalen fortsatt var en halvsirkel. Imidlertid kunne de, eller ville de, ikke arbeide med ellipser, de brukte rene sirkel-slag. Vegg-buen fikk da en diameter lik diago-

naldiameterens projeksjon, og for å få et horisontalt hvelv måtte veggbuene heves tilstrekkelig. Først etter hvert lærte de å bruke spissbuen som erstatning for ellipsen. Fremskrittet ved denne hvelvkonstruksjon bestod i at lasten fra hvelvet ble overført til diagonalbuene og konsentrert på enkelte få punkter på ytterveggen. Her kunne da veggen forsterkes eller avstives med de kjente strebebuer. Mellom disse var veggen ubelastet og kunne derfor utføres tynnere og endog oppløses helt i vinduer. Disse hadde lenge rundbuer, fikk så ganske forsiktede spissebuer, som så etter hvert ble spissere. For å komplettere denne digresjon kan nevnes at konstruksjonsprinsippet var så vellykket at det tydelig inspirerte til stadig dristigere byggverk, og dette var det som formodentlig til slutt sprenget gotikken.

Når midtskipet i Kölnerdomen er fire ganger så høyt som det er bredt, har man lov til å si at det nærmer seg karikaturen. Dette var vel en av årsakene til at man begynte å vende seg mot den klassiske harmonilære, som renessansen bygger på.

De stilepokene alle har hørt om, var i virkeligheten en langsom og harmonisk utvikling uten skarpe skiller. Stilartene er noe historikerne har innført for å popularisere stoffet. I virkeligheten finnes det nesten ikke en «stilren» historisk bygning. Byggetiden var ofte meget lang, og etter som arbeidet skred fremover, adopterte man de nye strømninger i tiden. Middeltidkirkene f. eks. begynte alltid med det østvendte koret. Hvis dette var romansk, var det ikke sjelden at vestfronten ble gotisk. Og om fasadene er i barokk, skal man ikke bli forbauset hvis interiørene er i rokokko.

Selv våre «kinesiske» stavkirker er ikke løsrevet fra sammenhengen. De er ganske enkelt en omdiktning i trekonstruksjon av den klassiske stenbasilika, som er prototypen for de fleste vesterlandske kirker. De har begge et høyt midtskip, to lavere sideskip og et kor eller apsis, dessuten har stavkirken en enda

lavere svalgang rundt det hele og takrytter på toppen. Hertil noen dragehoder på gavlene, og den forbløffende virkningen er der.

Men tilbake til søylene. Alle de nevnte takkonstruksjoner hadde en begrenset spennvidde, og man måtte derfor dele opp rommet i flere parallelle skip med søylerekker. Den klassiske deling var da alltid med et bredere midtskip og med 2 eller 4 sideskip. Dette hadde man selvfølgelig også i middelalderen, men det finnes dessuten utallige eksempler på toskipete kirker, et tydelig tegn på sviktende romfølelse. Denne aversjon mot en kløving av rommet i to har et motstykke i fasaden og også i maleriet. Det virker som regel ubehagelig hvis komposisjonen i et bilde deler det i to like deler. Og antall vinduer i en fasade er helst et ulike tall, slik at man får et hull og ikke en pillar på midten.

I våre dager er også romfølelsen svak. Moderne teknikk kjenner snart ingen begrensning — annet enn den økonomiske. Dette er både en styrke og en svakhet, akkurat som i senmiddelalderen. Den omsegripende tendens til å utføre veggene helt av glass er bl. a. et tegn på dette.

Men, kan man si, når en bygning står alene, hvor blir det da av romvirkningen? En bygning kan godt stå alene, som en skulptur. Men man står seg alltid på å sørge for, ved hjelp av beplatinger e. l., å gi bygningen en flatterende ramme, og ofte kan også bygningen danne en av veggene i et plassanlegg. I dag er tendensen imidlertid mer «gotisk». Punktus og lameller kan bare i liten utstrekning gi romvirkning. Men man er nå for tiden mer opptatt av å skaffe rikelig lys og luft og gode trafikklinjier. En bygning står seg dog alltid på å innordne seg i omgivelsene eller spille opp mot dem. Dette syndes det meget mot. Man får ofte inntrykk av at det er om å gjøre å få huset så forskjellig fra naboens som overhodet mulig. — Men etter et sekel med stilforvirring og 'ismer' er det ikke lett å finne melodien igjen.

GARTNERVIRKSOMHETEN VED NSB

Av overgartner Trygve Andersen, Hovedstyret

DK 635(481)=396

«... en park i forfall er et enda mer trøstesløst syn enn en hardtrampet voll. Hver vanstelt plass og plett hisser lysten til å forstygge og ødelegge . . . målet må være å få det til å gro på hver flekk der det kan gro. Ingen som eier en aldri så liten flekk, må få lov til å la den ligge til uhytte.» *Fernanda Nissen.*

De første jernbanebyggere i Norge må åpenbart ha vært besjelet av den samme ånd som i ovenstående sitat. Jernbanens befatning med beplantninger er

nemlig like gammel som jernbanen selv. Kongsvingerbanen ble således åpnet i 1865, og allerede året etter foreligger det en tegning av hageanlegg for Eidsberg, nå Matrand, stasjon, tegnet av daværende jernbanegartner Carl Kaiser, som i 1867 ble slottsgartner i Oslo. En annen av de eldste gartnere ved jernbanen var Engelbert Borgersen, som var gartner antagelig ved Hovedbanen til sin død i 1874.

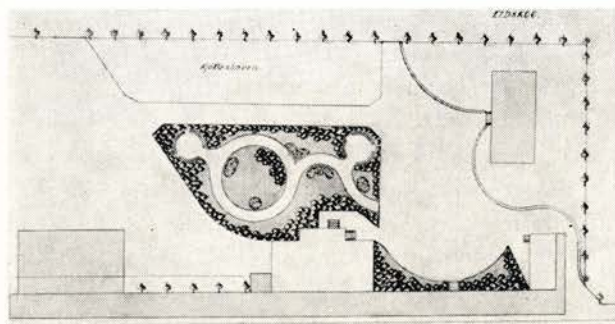


Fig. 1. Carl Kaisers tegning fra 1866.

Disse stasjonshager fra forrige århundre sto sikkert på høyde med hva datiden kunne prestere på området. Historisk sett var man imidlertid inne i en stilforfallsperiode, hva bl. a. også våre bygninger fra den tid bærer preg av. Hagene i denne tid og særlig de mindre hageanlegg ble laget som en misforstått kopiering av den engelske landskapshage. Men man glemte målestokken, mens de engelske godsers hageanlegg i denne friere stil strakte seg over mange kilometer, ble etterlikningene utført i meter. Senere ser det ut som man i mange tilfelle ble trett av de krumme veilinjer, og man gikk over til å dele hagen opp med rette og rettvinklede veier; dette var jo en avveksling, men resultatet ble like uhenksmessig.

Disse snirklede hager kunne nok ofte være pittoreske og også små-pene på sitt vis med beplantningen spredt tilfeldig utover og med sine oftest tallrike blomsterbed i alle mulige geometriske fasonger og ikke å forglemme sine «lysthus» omgitt av høye hekker. Man hadde god tid i gamle dager og reflekterte visstnok ikke over at disse hageanlegg var tids- og arbeidskrevende å vedlikeholde. Det er først meget senere at menneskene ble klar over at

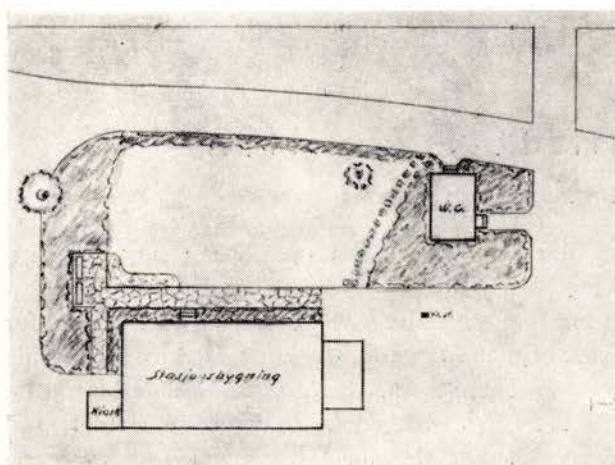


Fig. 2. En omlagt stasjonsbeplantning av liknende størrelse.

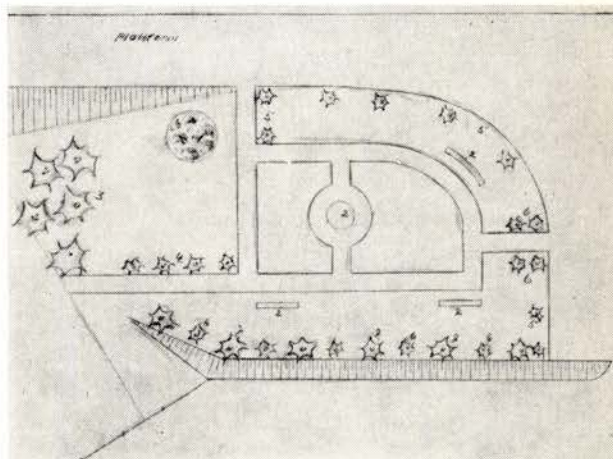


Fig. 3. En stasjonsbeplantning i gammel stil.

enhver tings utforming, det være seg bygninger, hager, bruksting og alt man lager, blir mest hensiktsmessig og kan også bli vakrest når hensyn tas til tingenes funksjon.

Etter den anleggsperiode for stasjonshager som fulgte hakk i hæl med anlegget av jernbaner rundt om i landet, har man ikke inntrykk av at man fulgte med i utviklingen på dette område og fant frem til mer moderne former for grønnanlegg, det ble mest bare å vedlikeholde det gamle helt opp til vår egen tid, da man — riktignok mer sporadisk — finner eksempler på stasjonshager preget av en nyere tid.

Jernbanen trenger seg frem over hele landet, til dels gjennom avsidesliggende strøk, og folk tar gjerne etter det de ser av beplantninger på stasjonene. Også av den grunn bør disse hageanlegg være presentable og vise at man følger med i utviklingen. At dette spørsmål har en viss almen interesse, viser bl. a. følgende sitater.

Professor i hagekunst ved Norges landbrukshøgskole, Olav L. Moen, holdt i 1938 et foredrag i representantskapsmøtet for Det Norske Hageselskap om «Aktuelle spørsmål i hagekunsten» og uttalte der bl. a.:

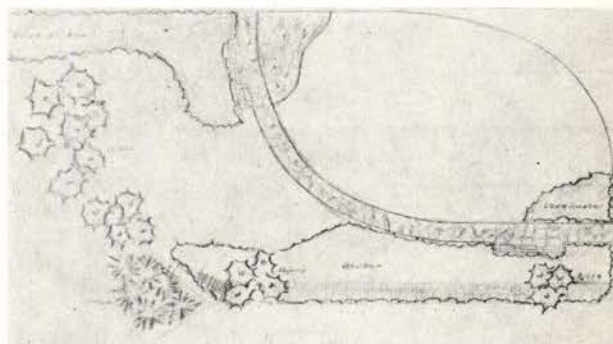


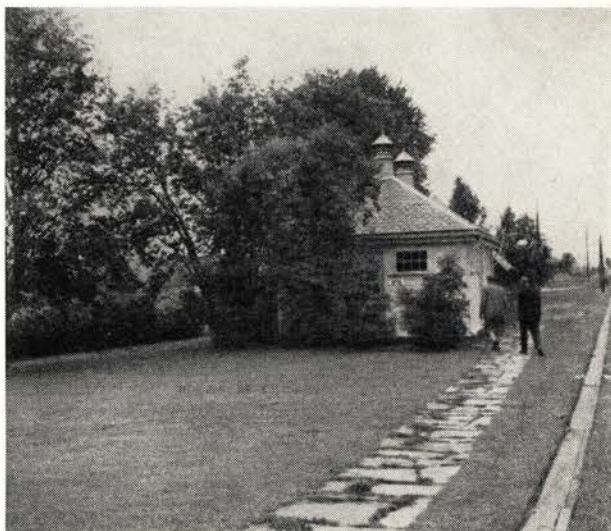
Fig. 4. Samme beplantning etter omleggingen.

«At bebyggelsen ved våre noe eldre baner ikke er bra, har jo lenge vært erkjent, men stasjonenes nærmeste omgivelser er sannelig ikke bedre. Dette ser det ikke engang ut til at man skjønner. I alle fall fortsetter man å arbeide som om vi ennå var i 90-årene. Det er betegnende at det ennå langs vår nyeste jernbane lages «hage» eller «parkanlegg» som er komplett latterlige. Det er bare samtidig så sørgelig at slikt ennå skal kunne gjøres i vårt land. Skulle det ikke snart være på tide at Norges Statsbaner skaffet seg noenlunde kompetent hjelp til dette arbeid? De utgifter man har til disse stakkars geranium- og begoniabed jernbanen årlig strør ut i disse dilettantiske anleggene sine, kan man like gjerne spare. De er jo allikevel så omtrent bortkastet så lenge dilettanteriet får bre seg som nå i stasjonenes hageanlegg.»

I en i 1942 utkommet bok: «Landskap og kultur i Norge» av Harald Hindhamar og Chr. Gierløff, sier forfatterne i et avsnitt om veier og jernbaner:

«Med jernbanestasjoner er det ofte gjort gode framsteg slik. Vel ligger ennå mange stasjoner nakne i en ørkenliknende grusflate, og vel kan det somme-tider ha vært mislykket det som er stelt til av plantning og bed der, fremmed og affektet, men det er etter hvert kommet inn en merkbar og vellykket streben etter noe bedre. Ikke bare med vakrere stasjonshus, men også med vakrere omgivelser, til megen ære for Statsbanene . . . Jernbanestasjoner med et pent, ordentlig og frodig utseende er, like så visst som togenes presisjon, av stor viktighet for folkeoppsedingen. . . . Somme steder kan en se rent for meget arbeid gjort med planeringer og annet der det naturlige landskapet krevde bare små endringer og den naturlige planteveksten bare liten hjelp forat det hele skulle bli vellykket. I all hensiktsmessighet og frodighet som skal prege jernbanestasjonene, er det enkle og stedlig tilpassede det viktigste og varigste.»

Det som er av blivende verd fra tidligere tiders plantninger, er alle de ærverdige trær vi finner på så mange av våre stasjoner, og som i høy grad bidrar til å prege omgivelsene og gi plantningene karakter. Det er også av interesse å nevne at under anlegget av våre jernbaner har ingeniørene i stor utstrekning hatt interesse og forståelse av plantninger og landskapspleie, det skyldes disse bl. a. at vi har de mange vakre alléer langs atkomstveier til stasjonene. Praktiske hensyn har også ofte fått banebyggerne til å foreta plantninger, for eks. med nåletrær på Jæren og plantning av buskfuru på Røros som beskyttelse mot sandflukt. Interessant er

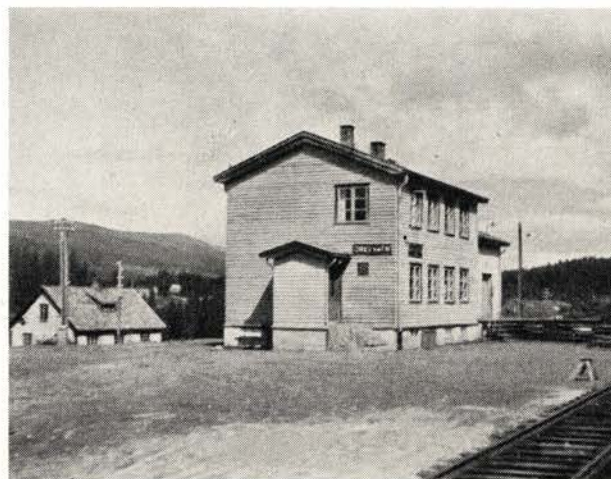


Selv de gamle hus for «Karar» og «Kvinnor» kan gjøres «innbydende».

også de tallrike og til dels store plantninger av lerk på jernbanens grunn, som i sin tid ble foretatt med henblikk på å bruke lerketre til sviller.

I de senere år har jernbanen foretatt forsøksplantninger med forskjellige treslag på Saltfjellet og på høgfjellsovergangene på Bergensbanen og Dovrebanen, for om mulig å finne frem til treslag og provenienser av disse som kan greie seg under de ugunstige forhold på disse steder. Foruten hjemlige treslag har man også plantet prøver av en rekke sorter oppalet i norske planteskoler av frø innsamlet fra høytliggende steder i Nord-Amerika med tilnær-melsesvis like klimatiske forhold som på våre høy-fjell.

Utviklingen av jernbanens gartnervirksomhet foregikk noe tilfeldig fremover i tiden, men etter hvert ble det en eller annen form for faglig hjelp i



Kaldt og nakent virker det uten beplantning.



Blomsterurner på plattform.

alle distrikter. Etter hvert øket også behovet for plantemateriale, og man fant det formålstjenlig å anlegge små gartnerier i de største distrikter.

Det er rimelig og forståelig at Norges Statsbaner, som hadde nesten hundre års tradisjon på dette område, også på dette felt, om enn kanskje noe sent, måtte foreta seg noe for å følge med tiden.

Forståelsen av og behovet for alt som vedrører plantninger og hager hadde utviklet seg sterkt i samsvar med den rivende utvikling på alle andre felter i tiden mellom de to verdenskriger, og i pakt med den sosiale utvikling og den høyere levestandard. Den moderne boligbygging med frittliggende blokker og egne hjem-bebyggelsen krever nødven-



Beplantning og landskap glir godt sammen.

digvis grønnanlegg. Den samme forståelse for å gjøre arbeidsplassen tiltalende ved hjelp av plantninger viser også tidens industribygg.

I 1946 ble den nye organisasjon av gartnerjenseten satt ut i livet, og titelen «gartner» ført opp i lønnsregulativet, tidligere het disse fagarbeidere håndverkere ved linjen, stasjonsformann m. m.

Gartnerjenseten ble lagt under linjetjenesten, og det ble tilsatt distriktsgartnere i de større distrikter og gartnerformenn i de mindre, som ledere av distriktets gartnervirksomhet, og som øverste faglig leder en overgartner ved Hovedstyrets baneavd.

Med den arbeidshjelp og de midler som er stilt til disposisjon for dette formål, har distriktene i årene



En koselig sitteplass.

etter krigen utført et stort og fortjenstfullt arbeid med å legge om de gamle grønnanlegg og anlegge nye beplantninger. Av jernbanens ca. 700 stasjoner har over 500 beplantninger i en eller annen form, fra ganske små og opptil parker på 5—6 dekar, i alt utgjør dette ca. 400 dekar. Siden 1945 er det foretatt hel omlegging eller laget nye beplantninger ved ca. 200 stasjoner. Ved nye tjenesteboliger, verksteder og velferdshus er det utført 125 grønnanlegg.

Denne omlegging av de gamle beplantninger i andre, moderne former har ikke betydning bare for utseendet, men det betyr også en rasjonalisering av vedlikeholdet, idet en stor del av det arbeidskrevende vedlikeholdsarbeid med de gamle hager faller bort, grusveiene forsvinner, kantstikking av plener langs veiene er det slutt med, og plenene i de nye anlegg er rene, hele flater som er greie å slå. I det hele tatt, når det først skal være et grønnanlegg, er vedlikeholdet i de nye anlegg redusert til det minst mulige.

SAMLEPERMER

Det finnes et mindre antall samlepermer for Tekniske Meddelelser-NSB på lager. Permene tar 2 årganger av bladet. Prisen blir kr. 4.30 pr. stk.

Bestilling kan eventuelt sendes til NSB, Hst., Presse- og opplysningskontoret, Storgata 33, Oslo.

GUNDAALDSEN, O.: Statens tilsyn med privatbaner og taubaner. (State control of privately owned ordinary railways and aerial funicular railways. About aerial ropeways.) Tekn.medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 30—42.

The article deals with laws, aerial ropeways in Norway, rules for the construction of passenger-carrying ropeways, rope and ropeway systems, calculations, rope security, speed, automation, famous passenger-carrying ropeways abroad and control by the Norwegian State Railways.

DK 625.5(481) = 396

DK 526.95:625.1(481) = 396

BRUSET, A.: Fastmerkenivellement langs jernbanelinjene. (Fixed point levelling along the railway line.) Tekn.medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 42—45.

The article gives a valuation of existing track levellings at the Norwegian State Railways. General principles for a future precision levelling are suggested.

DK 72 = 396

SUNDBY, A.: Arkitektur. (Architecture.) Tekn.medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 46—47.

Reflections on the soul of architecture and on the changing view on the subject through the times, partly as a result of the structural development.

DK 635(481) = 396

ANDERSEN, T.: Gartnervirksomheten ved NSB. (Horticulture at the Norwegian State Railways.) Tekn.medd.-NSB, 7 (1959), no. 1, pp. 47—50.

A brief account of the station gardens of the NSB.

