

«Mosseporten» — vegtunnel ved Moss

Byingeniør A. Svenning — Avd.ingeniør S. Gulbrandsen —
Ingeniør Finn Næss

DK 624.192:625.711.1(482.7)

I forbindelse med at Staten bygger den nye stamveg forbi Moss — E6 — har Moss planlagt en helt ny innfartsveg til byen.

På det sted hvor E6 krysser riksveg 7 — ved Patterød — er under anlegg et toplans vegkryss, og den nye innfartsvegen til Moss, som her får sin tilknytning til E6, vil ved dette punkt samtidig oppta trafikken fra riksveg 7.

Innfartsvegen er prosjektert som fasadefri veg helt frem til det sted hvor den krysser Mosseelven, og hvor det er bare 300 meter frem til tilknytningspunktet til byens bestående gatenett i umiddelbar nærhet av bykjernen, slik at byen vil få en hurtig forbindelse med den nye E6.

Den første parsell av E6 forbi Moss — parsellen fra Smørbekk til Patterød — ble åpnet for trafikk 4. oktober 1963, mens første parsell av innfartsvegen — fra Patterød til Tigerplassen — ble åpnet for trafikk 5. desember 1963. Innfartsvegen går her gjennom en 300 meter lang vegtunnel som har fått

navnet *Mosseporten*, og den tør være av spesiell interesse for såvidt som den vil få stor og hurtig trafikk og derfor er gitt en etter norske forhold høy standard.

De totale anleggsutgiftene for den 780 meter lange vegparsellen Patterød—Tigerplassen beløper seg til ca 2,4 mill. kr, hvorav tunnelen fullt ferdig med vegbane, kantsten, kantdrenering, sikringsarbeider med fjellbolter og sprøytebetong, tunnelportaler og lysanlegg koster kr 1 630 000,—.

Ventilasjon.

Erfaringer fra andre anlegg har vist at ventilasjonsspørsmålet for vegtunneler av lengde 250—300 meter vanligvis er tilfredsstillende løst ved naturlig ventilasjon, og da forholdene for naturlig ventilasjon ved denne tunnel ligger godt til rette, blant annet ved at tunnelen ligger i fall 34,8 ‰ mot øst, er denne side av saken ikke særlig undersøkt.

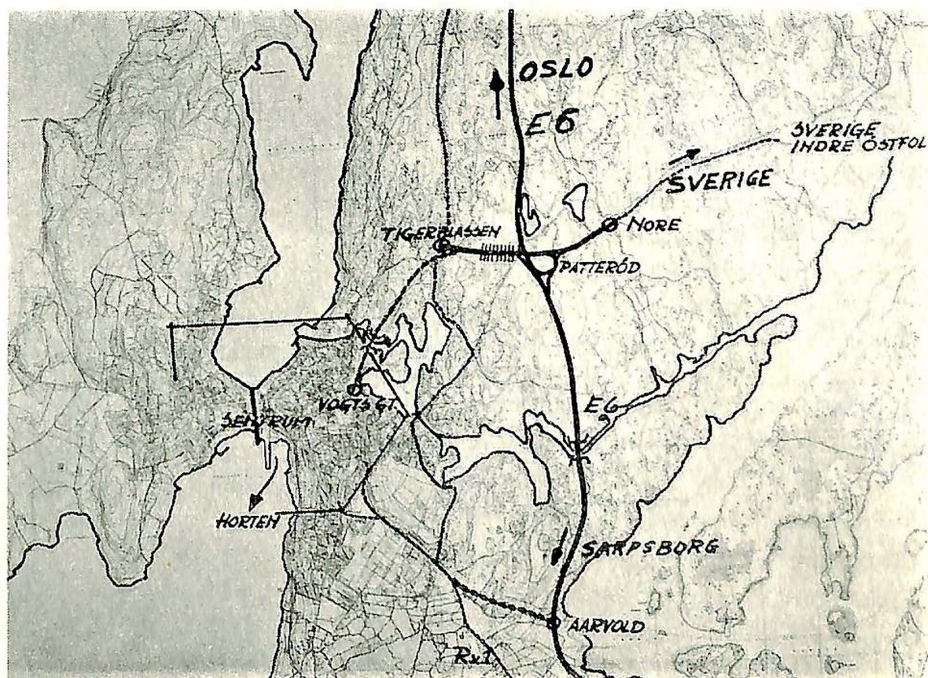


Fig. 1. Kart over Moss og omegn med traséen for E6 og «Mosseporten» mellom Patterød og Tigerplassen.

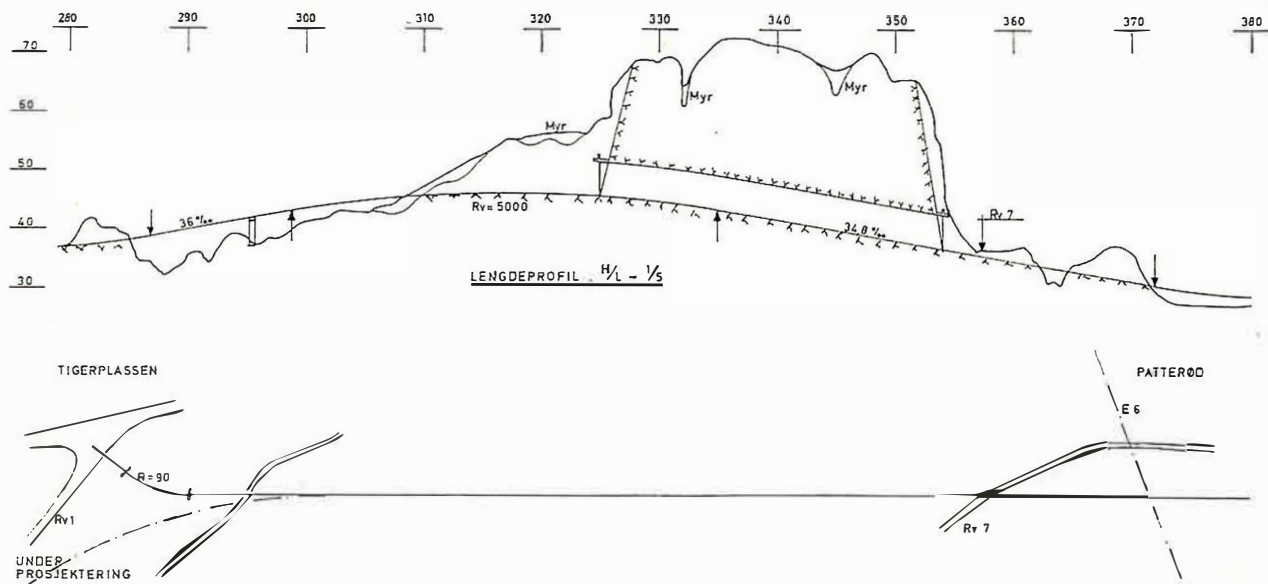


Fig. 2. Plan og lengdeprofil av innfartsvegen med vegtunnel.

En beregning av ventilasjonsbehovet etter Sawyers metode, basert på 900 biler pr time og en CO-grense på 0,2 ‰, vil gi en nødvendig luftmengde på 22,5 m³/sek, svarende til lufthastighet i tunnelen på ca 0,5 m/sek. Ventilasjonsbehovet etter «Le Genie Civil», basert på 1,7 l/bil/mil, 70 km/time, 900 biler pr time og CO-grense 0,2 ‰ vil gi en nødvendig luftmengde på 31 m³/sek, svarende til ca 0,6 m/sek.

Vegprofil — tunnelprofil.

Mens vegen utenfor tunnelen er bygget med en skjæringsbredde i fjell på 13,0 m og har to kjørebåner på 3,5 m og asfalterte banketter på 1,25 m slik at samlet asfaltbredde er på 9,5 m, er vegbredden i tunnelen på 10,20 m.

Det er i tunnelen lagt kantsten av betong i avstand 8,0 m slik at der fremkommer 1,1 m fortau på begge sider, idet gående trafikk foreløpig skal kunne passere tunnelen. Men der må antas at gående trafikk av sikkerhetshensyn vil måtte forbys når den kjørende trafikk blir vesentlig større. Kantstenen vil da tjene som skrensekant og er derfor gitt såpass stor høyde som 15—17 cm.

Sprengningsprofilen er sirkelformet med radius 5,10 m og sentrum 0,8 m over ferdig vegbane, og det teoretiske tunnelverrsnitt er 52,4 m².

Sikringsarbeidene.

Under prosjekteringen var man klar over at fjellet var av en slik art at det var grunn til å legge spesiell vekt på sikringsarbeidene.

Fjellryggen består vesentlig av gneis og fjellet

er oppdelt av tildels grove og dype slepper, og man antok ut fra tidligere erfaringer med «Mossefjell» av fjellflaten i tunnelen ville bli svært oppsprukket p. g. a. bergartens tydelige skifrihet.

I samråd med geolog ble valgt å sprøyte på, i gjennomsnitt for hele flaten, 4 cm betong. Over råtaganger og over partier med løse gangbergarter ble valgt å benytte armert sprøytebetong i ca 10 cm tykkelse.

Over tildels store flater med forholdsvis helt fjell, særlig i tunnelsidene, ble kun sprøytet til ca 2 cm tykkelse da betongen på slike flater først og fremst skal hindre forvitring med etterfølgende utfall. «Overskudd» fra disse flatene ble benyttet til å sikre de mer vanskelige partiene i vegtunnelen.

Når det gjelder de spesielle vanskelige partiene i tunnelen, større slepper og en ca 2 meter bred råtagang, ble også disse sikret ved hjelp av sprøytebetong. Etter en nøye utført spyling og etterfølgende inspeksjon ble opphengingsbolter for armering festet. Deretter ble det aktuelle partiet påsprøytet ca 4 cm, dette for å oppnå godt feste mellom fjell og betong og for å sikre mot steinfall under armeringsarbeidene. På grunn av de tildels store ujevnheter i fjellet fant man det riktig å utføre armeringen med løse stenger i stedet for med nett. Stengene ble formet enkeltvis etter underlaget og sydd sammen til et nett. Deretter ble lagvis påsprøytet betong til 10—15 cm tykkelse.

I fremdriftsplanen ble sprøytebetongarbeidene ført opp til utførelse etter tunneldrivingen og etterat bolting av enkelte store blokker og heng og nødvendig rensk var foretatt. De etterfølgende arbeider, som opparbeidelse av veg og montering av

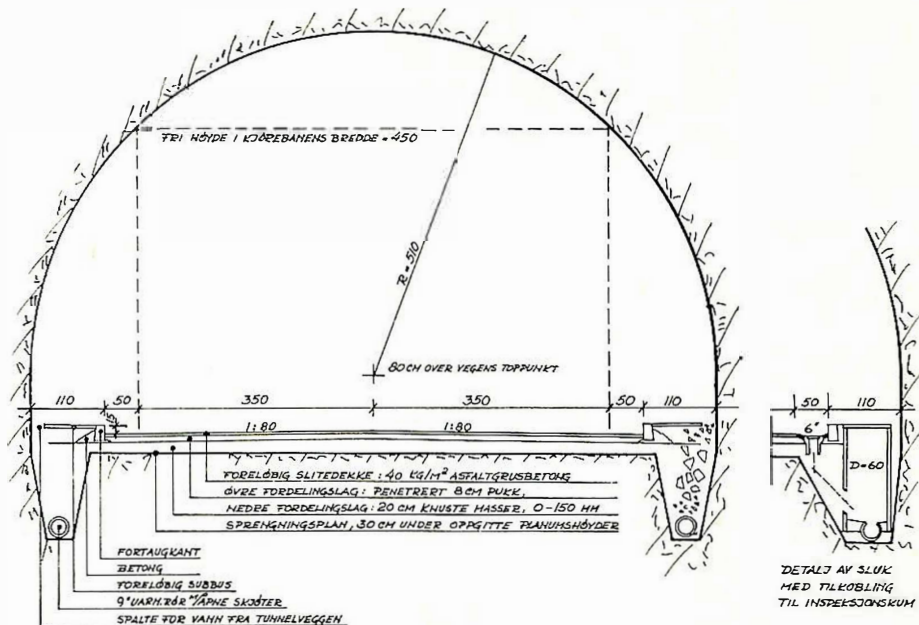


Fig. 3. Tverrsnitt av veg-tunnelen.

tunnelbelysningen kunne derfor utføres uten fare for steinfall og uten avbrudd på grunn av gjentatt etterrensk og ekstra bolting.

Den totale fjellflaten i tunnelen — vegger og tak — er ca 5400 m². Til tross for at fjellet stedvis var mye oppsprukket og gjennomslutt av tildels store slepper ble det over hele fjellflaten kun innsatt 84 bolter med varierende lengder mellom 1,0 og 3,5 meter.

Utgiftene til rensk utover vanlig arbeidsrensk ble totalt kr 20 000,—.

Utgiftene til sikringsarbeidene, inklusive rensk, bolting og sprøytebetong kom på ca kr 38,— pr m² fjellflate.

Drenering av vegtunnelen.

I hele tunnelens lengde er på begge sider sprenget 1,6 m dype drengrofter og lagt 9" cementrør med åpne skjøter. Overvannssluk er plassert ved kantstenen, se fig. 3. På fortauene vil asfalten ikke bli ført helt inn til tunnelveggen, slik at vannsig lett kan trenge eller føres ned til dreneringen på begge sider.

Ut fra hensynet til trafiksikkerheten (f. eks. isvulling i vegbanen) og med tanke på det opphengte materiellet for belysningen i tunnelen fant man det nødvendig å stille de største krav til en effektiv utdrenering av fjellet.

I nært samarbeide med entreprenøren for sprøytebetongarbeidene trakk man opp følgende retningslinjer når det gjelder drenering av tak og vegger i tunnelen: Ved sikringen mot fuktskader i tunnelen, skilles mellom vann som avtegner seg kun som fuktighet på veggene og vann under trykk.

På de stedene der man var redd for frostspreng-

ning p. g. a. fuktigheten på veggene ble først sprøytet ut et 3—4 cm tykt lag betong tilsatt et hurtigbindende middel. Etter kort tid ble dette laget dekket med et 3—4 cm tykt lag sprøytebetong tilsatt et vanntettende middel.

Det fuktdannende tilsiget ventes å finne veg bak sprøytebetongen til den usprøytete nederste delen av tunnelveggen.

Når det gjelder arbeidene i forbindelse med utdrenering av fjellet, dvs. bortledning av vann som står under trykk, er disse ikke kommet til utførelse ennå. Det er imidlertid klarlagt etter hvilke retningslinjer arbeidet skal utføres.

På grunn av de oppståtte sprekkdannelser i fjellflaten etter sprengningen vil vannet som oftest ha skaffet seg utløp over en større flate. Da det naturlig er enklere å arbeide med ett utløp, vil man først ved hjelp av sprøytebetong tette hele flaten. Sprøytingen utføres lagvis til 6—7 cm tykkelse med tilsetningsmidler som nevnt ovenfor.

På det sted man før sprøytingen merker det største utløp, eller der vannet etter en tid har konsentrert sitt utløp, bores et 1" hull. Deretter formes plate av sink (eller kobber) etter overflaten på omkringliggende betong. Platen knekkes i kantene slik at den får en pannelignende form og skrues fast i pluggen rundt hullet. I laveste punkt av denne «koppen» loddes på et uttak for feste av en plastslange som fører vannet videre langs veggen og ned til drengroften. Etter monteringen festes over slange og «kopp» en tynn netting. Deretter dekkes det hele med 3—4 cm tykt lag sprøytebetong.

Ved tunnelåpningen tenkes dreneringen sikret mot frost ved at man under nettingen og godt til sidene isolerer slange og «kopp» med isopor.

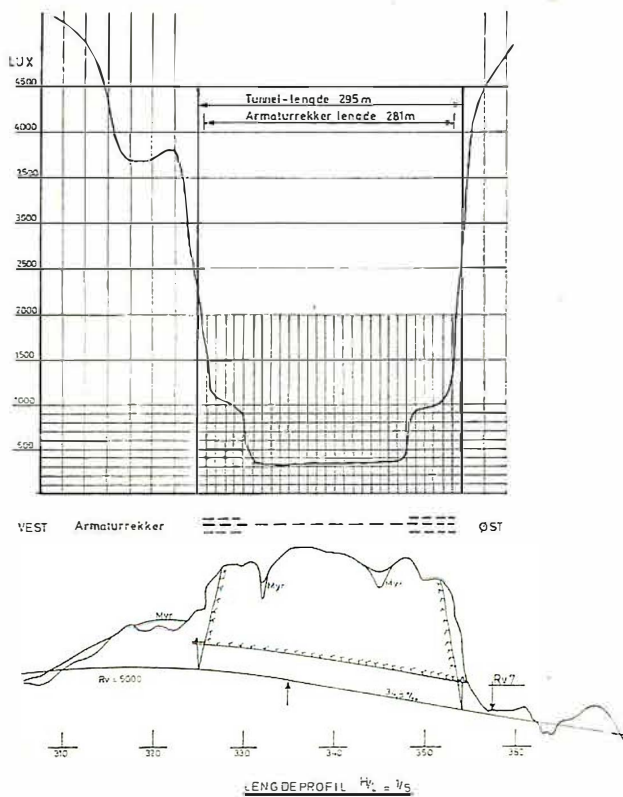


Fig. 4. Belysningsstyrken, målt i lux, midt i kjørebanelen. Målt 5. januar 1964 kl. 12.00.

Til slutt bør nevnes at forutsetningene for å oppnå et godt resultat er at fjellet er nøye rengjort før sprøytingen tar til og at en får god vedhefting mellom det fuktige fjellet og sprøytebetongen.

Belysning.

Ved høylys dag vil bilisten oppfatte den ubelyste tunnelåpningen foran seg som et sort hull, og vil etter innkjøringen — selv med tente lykter, ha inntrykk av å kjøre i et fullstendig mørkt rom. Øyet har som kjent evne til å omstille seg etter varierende lysforhold. Det har evnen til å adaptere. Men denne adaptasjonsevne har sin begrensning. Øyet trenger tid for å omstille seg, og dette betyr i praksis at tunnelåpningen og en passende strekning innover i tunnelen må ha slike belysningsforhold at overgangen fra det klare dagslys ute til tunnelens indre blir mulig uten for store synsforstyrrelser. Dette betyr jo i realiteten at en må ha en kraftig kunstig belysning i inn- og utkjøringssonene, med avtagende verdier inn mot midtsonen. Det er innlysende at økte hastigheter stiller økende krav til belysningen.

I det følgende kommer en til å benytte seg litt av begrepene lux og luminans. Lux er enhet for belysningsstyrke og uttrykker hvor meget lys som treffer det felt en betrakter. Luminans kan en kort si er produktet av belysningsstyrke og refleksjons-

faktor. Vi har valgt å benytte enheten lux i vår vurdering, da dette er en enklere målbar størrelse. En må bare være klar over at det er luminansen som gir det beste inntrykk for bruksverdien av anlegget.

Mosseporten ligger i retning øst-vest, med stigning 34,8 ‰ mot vest, se fig. 2. Som en vil se av profilet har en mot vest en stor skjæring foran tunnelen. Skjæringens lengde er ca 100 m og den er i gjennomsnitt 10 m høy. En regnet på forhånd med at denne store skjæringen ville dempe utelyset noe og bedre forholdene ved inn- og utkjøring i denne side. Målinger har vist at dette holder stikk. (Se fig. 4.)

Mot øst har en så godt som ingen forskjæring, men her skal trafikken passere et større kryssområde, og av den grunn antok en å kunne regne med en noe lavere fart i denne ende av tunnelen.

Ved planlegging av belysningen ble en snart klar over at man måtte stille en rekke krav som var mer eller mindre absolutte. Disse bygger på erfaring som er gjort ved lignende anlegg, blant annet i Tyskland, Frankrike og England.

1. Belysningen bør arrangeres som et sammenhengende lysbånd, ikke punktvis. Dette fordi øyet ellers kan bli utsatt for flimmervirkning som kan redusere lyseffekten betraktelig.
2. Belysningen bør være kraftigst i inngangssonene, og den bør avtrappes innover til en gjennomgående belysning i midtsonen.
3. Belysningsstyrken bør kunne variere i takt med utelyset, med overgangstrinn mellom nattbelysning og full belysning ved høylys dag. Denne regulering bør kunne skje automatisk.
4. Armaturer og opphengningsutstyr må være laget av materialer som ikke korroderer. Stor fuktighet, med mulighet for betydelig saltinnhold i luften gjør at utstyret i en tunnel er særlig utsatt for korrosjon.
5. Armaturene må være tette for å hindre at ekshaust og støv legger seg direkte på lampe- og speiloverflate. Støv og smuss gjør det nødvendig å rengjøre armaturene, disse må altså være sprut-tette, slik at de kan rengjøres ved spyling.
6. Det sier seg selv at en bør velge den løsning som, med den ønskede belysningseffekt har det minste antall lamper og armaturer, og det minste strømforbruk. Skifting av lysstoffrør vil utgjøre en vesentlig del av driftsutgiftene, levetiden på et slikt rør kan settes til 8000 timer.

Tilbake står så en rekke spørsmål som må vurderes skjønnsmessig.

For det første, hvilken belysningsstyrke skulle man gå inn for? Dagslyset på våre breddegrader kan komme opp henimot 100 000 lux, og man måtte

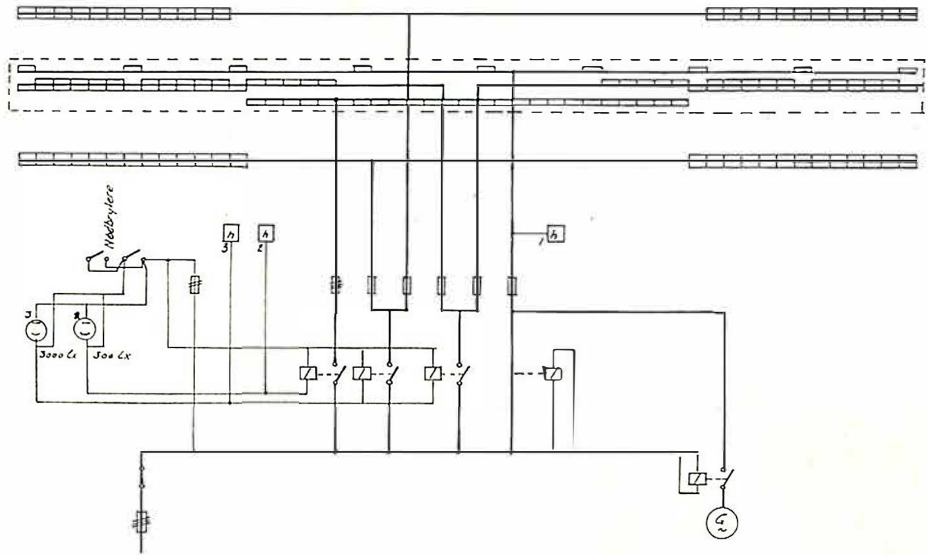


Fig. 5. Kablingsskjema for lysanlegget.

regne med at kravet om større hastigheter også ville komme for denne vegen, slik at en løsning basert på fartsreduksjon ikke ville være riktig. Ut fra dette valgte vi en løsning som ga 1000 lux i inngangssonene. De første armaturene valgte en å plasere 7 m fra tunnelåpningen. De ytterste metrene drar jo nytte av dagslyset. Inngangsbelysningen avtrappes til 320 lux, som er belysningsstyrken i midtsonen.

Mot øst ble lengden av inngangssonen satt til 50 m, mot vest fant en å kunne redusere lengden til 40 m, da en regnet med en demping av utelyset i den høye skjæringen. Lux-kurven i fig. 4, resultatet av målinger utført 5. januar 1964, viser tydelig at dette resonnement var riktig.

Som en ser ligger resultatet nær opp til det prosjekterte. Målingene er utført midt på dagen, i pent vær med sol. Det er grunn til å merke seg den store reduksjon i utelyset skjæringene forårsaker.

Lysanlegget styres av en fotocelle som er plassert utenfor tunnelen, og en valgte å la belysningen variere i tre trinn, en nattbelysning, et mellomtrinn og full belysning.

Nedenstående tabell viser når de forskjellige trinn kobles inn og hvor mange lysrør som er i drift.

Armaturene som ble valgt, er laget av varmgalvanisert stål og lakkert med forvitningsfri lakk. Avdekkingen er med silikatglass festet i en galvanisert ramme. De er garantert å tilfredsstille kra-

vene vi nevnte foran, korrosjonssikre og tette for sprut. Hver armatur er 1,5 m lang og inneholder 2 stk. 65 W lysrør. Bak lysrørene ligger lysdirigerende speil som kaster lyset ned mot kjørebanelen. Denne løsning gir en større utnyttelsesgrad av armaturene, en kan ved samme antall armaturer få en større belysning på kjørebanelen. Under prosjekteringen var en redd for at dette skulle gi en for svak belysning på veggene, men det viste seg da anlegget var ferdig at veggene var tilstrekkelig opplyst. Armaturene er montert midt over kjørebanelen i en sammenhengende rekke. I inngangssonene er det 3 rader med armaturer, altså 6 rader med lysrør.

Det er ialt montert 290 armaturer med 580 stk. 65 W lysrør.

Strømforbruk ved full belysning er ca 38 kW. Kablingsskjema for anlegget er vist i fig. 5.

Opphengningsarrangementet er vist i fig. 7. En har her benyttet seg av $\frac{3}{4}$ " kadmierte ekspansjonsbolter. I inngangssonen to rader med bolter, i midtsonen 1 rad etter midtlinjen. Boltene er gjenget i enden, og det er her montert kadmierte rammer som er låst med mutter på hver side. En har mulighet for justering ved å forskyve rammen opp og ned på boltene. Gjennom rammene er tredd $1\frac{1}{2}$ " galvaniserte konstruksjonsrør, skrudd sammen på vanlig måte. Konstruksjonsrørene er festet til rammene med et klammer. Armaturene henger under de langsgående konstruksjonsrørene, festet til disse med klammer.

Utelys i lux	Belysningsstyrke i lux i tunnel			Antall innkoblede lysrør i rekken		
	Innf. øst	Innf. vest	Midtsone	Innf. øst	Innf. vest	Midtsone
Natt	25	25	25	hvert 6.	hvert 6.	hvert 6.
over 300	320	320	160	2	2	1
over 3000	1000	1000	320	6	6	2

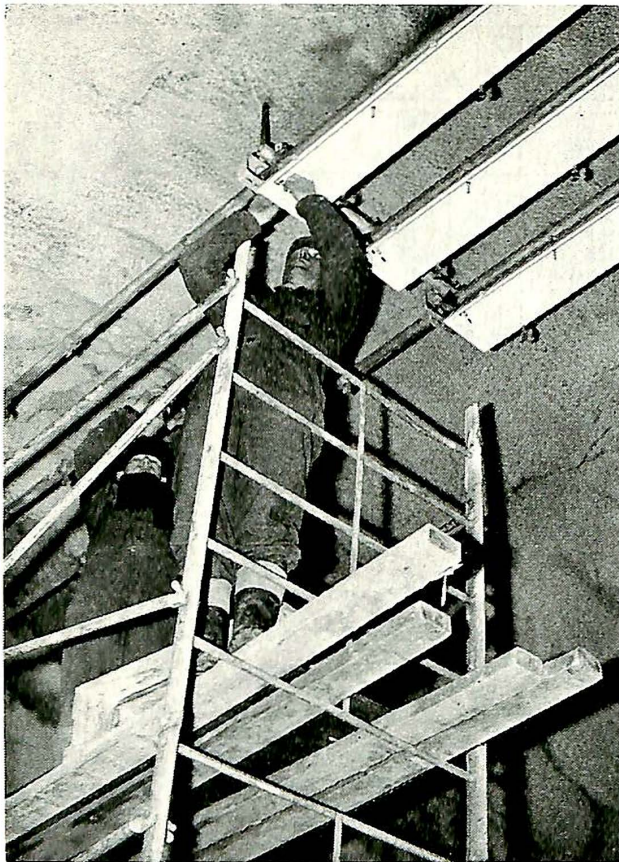


Fig. 6. Montering av lysarmaturer.

For justering i side kan konstruksjonsrørene forskyves inne i rammene.

Kontakten mellom kadmiert og galvanisert gods er isolert med plastremser for å hindre korrosjon.

Det er ialt montert 77 stk. bolter med like mange rammer og ialt brukt 476 m konstruksjonsrør.

Anlegget har nå vært i drift i 3 måneder og har, etter den utebelysning man har på denne årstid, vært fullt tilfredsstillende ved hastigheter opp til ca 80 km/time.

Men det er først når man får de lyse sommerdager med utelys på 50 000 til 100 000 lux at man kan trekke noen konklusjon.

Den konklusjon man hittil mener å kunne trekke er at nattbelysningen på 25 lux er i sterkeste laget, men det er mulig at belysning av de tilstøtende veger vil dempe dette inntrykk.

Det kan være av interesse litt å omtale de muligheter en har til å forbedre anlegget, dersom dette skulle vise seg ikke å holde mål ved sterkt utelys og de ønskede hastigheter.

For å øke luminansen har en planer om å hvitte vegger og heng, samt å legge en lys asfalt i kjøre-

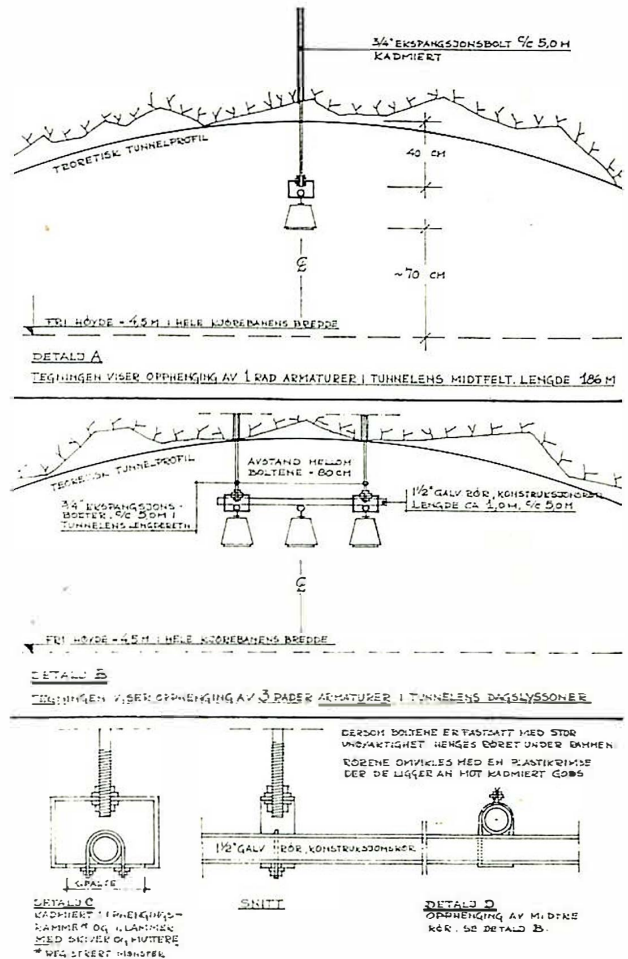


Fig. 7. Opphengningsarrangement for lysarmaturene.

banen. En har ikke villet ta standpunkt til dette før en ser hvordan anlegget virker i den lyse årstid.

Det gjenstår enda en mulighet til å forbedre anlegget, nemlig ved bygging av såkalte rastere. Ved bruk av rastere overbygger man en viss strekning foran tunnelmunningen med vertikaltstående lameller og demper derved utelyset etter samme prinsipp som i en persienne. Et slikt anlegg vil få en lengde på 40—60 m og vil ikke ha noen driftsomkostninger. Det har videre den fordel at det følger utelyset uten noen form for automatikk.

En bør ikke se bort fra at det, i de tilfeller forholdene ligger til rette for det, vil være riktig å satse på raster-strekninger og en atskillig mindre kunstig belysning.

Utgiftene til tunnelbelysningen, inklusive opphengningsanordninger, armatur og montering beløper seg til ca kr 220 000,—. Der kan regnes at belysningen for overgangssonen (3 rader) koster ca kr 1450,— pr l. m tunnel og innebelysningen (1 rad) ca kr 500,— pr l. m tunnel.

Inndratte førerkort for motorvogn

Sentralregisteret for motorkjøretøyer har utarbeidet en oversikt som viser hvordan inndratte førerkort for motorvogn fordeles på inndragningstid og førernes alder.

Tabellen er utarbeidet på grunnlag av meldinger som er mottatt fra politikamrene i løpet av 1963.

Av tabellen fremgår det at 23% (23%) av de inndratte førerkortene ble inndratt for 1 år eller mindre, mens 52% (55%) ble inndratt for 1-2 år. Omlag 9% (8%) av de inndratte førerkortene ble inndratt for alltid. Av tabellen fremgår det likeledes at 40% (38%) av de inndratte

førerkortene tilhører personer i aldersgruppen 16-25 år. (Tallene for 1962 står i parentes.)

De midlertidig inndratte førerkortene refererer seg i alt vesentlig til førerkort som er inndratt p.g.a. sykdom.

I 1963 ble det inndratt 2646 førerkort mot 2461 året før.

Pr 31. desember 1963 fantes det i registeret over inndratte førerkort 6771 personer, hvorav 45 kvinner. På samme tid anslår en antall gyldige førerkort her i landet til vel 700000.

B. K. N.

Antall inndratte førerkort 1963.

Førerens alder	Inndragningstid								Sum
	T. o. m. 12 mndr.	13-24 mndr.	25-36 mndr.	37-48 mndr.	49-60 mndr.	Mer enn 5 år	For alltid	Midler- tidig	
16 år	14	4	-	-	-	-	-	-	18
17 ,,	49	12	-	-	1	-	1	-	63
18 ,,	56	20	4	-	-	-	1	2	83
19 ,,	79	62	4	-	-	-	4	1	150
20 ,,	56	74	13	1	2	-	5	6	157
21-25 år	149	311	54	3	7	-	39	12	575
26-35 ,,	102	400	71	6	15	2	81	15	692
36-45 ,,	62	278	64	2	13	1	49	20	489
46-55 ,,	34	151	39	5	8	1	26	13	277
56-65 ,,	11	49	18	3	5	-	18	11	115
66-75 ,,	5	14	1	-	1	-	1	5	27
Eldre enn 75 år	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sum	617	1375	268	20	52	4	225	85	2646

Heilårsvegen over Haukelifjell

Gjennomslag i Røldalstunnelen.

Vegsjef Olav Kvåle

Den 21. februar 1964 ga teknisk direktør Olav A. B. Torpp ordre til avfiring av siste salva i den 4700 m lange Røldalstunnelen, og statssekretær

Erik Ribu foretok den høgtidelege handling å trykke på knappen.

Dette er tunnelgjennomslag nr 2 på Heilårsvegen. Det første var i den 1200 m lange Seljestadtunnelen, der første salva blei avfyrt 13. juni 1960 av daverande samferdsleminister Trygve Bratteli og med gjennomslag 10. mai 1962.

Mellom disse to tunnelar ligg vegen på fylling over Gorsvatnet i ei lengd på 400 m og høgd over

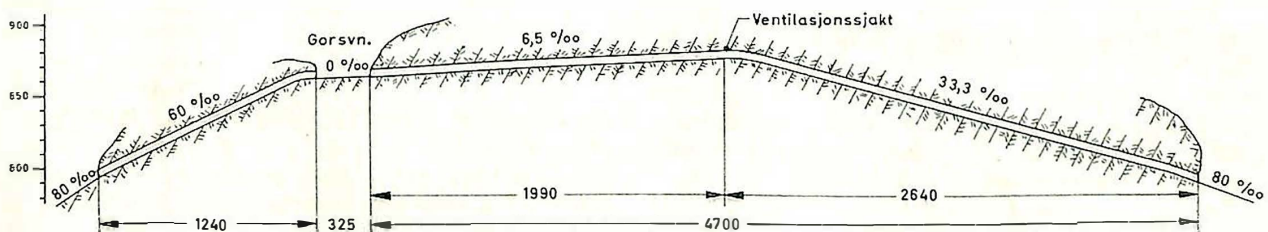


Fig. 1. Seljestad- og Røldalstunnelene. Profil.



Fig. 2. Flagheising på tunnelportalen i Gorsbotn.

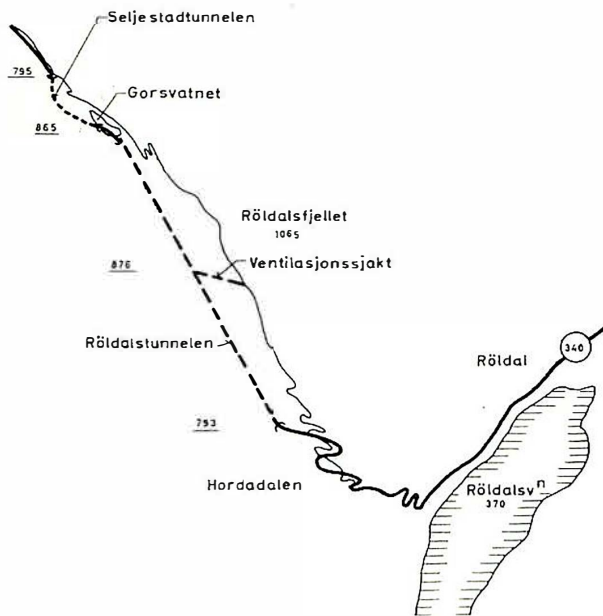


Fig. 3. Kart over vegen Røldal—Seljestad. Tallene angir høgd over havet i meter.

havet 865 m. Høgste punkt på vegen over Røldalsfjellet idag er 1067 m o. h.

Med gjennomslaget av Røldalstunnelen er ein ferdig med sjølve tunnelsprenginga ved fjellovergangen mellom Odda og Røldal, men den vil først kunna opnast for trafikk om eitt år.

Arbeidet med denne tunnel tok til i september 1960 i Hordadalen på Røldalsida, der ein har drivi heilt i vegvesenets regi etter metoden kontinuerlig drift i 2 skift. Ved gjennomslaget var ein på denne sida kommen in 2700 m.

Frå Oddasida starta tunnelarbeidet i Gorsbotn i august 1961 med rytmisk drift i 2 skift, der vegvesenet har hatt boring og sprenging og entreprenør opplasting og uttransport.

Sprengningsmassane frå dei 2 tunnelar med forskjeringar, ialt 300 000 m³ fast masse, er brukt til vegplanering i samla lengd på baa sider av fjellet på vel 5,0 km. Planeringsbreidda er 8,0 m og tunneltverrsnittet er ca 46 m² (8,00×6,0 m).

Analyse av trafikulykker.

Storbritannia er i likhet med resten av Europa, meget opptatt av problemene med den økende trafikk på vegene, og de mange personskader som følger i dens spor. Bilulykker, advarsler fra ansvarlige myndigheter, samt sterke formaninger, er alt sammen førsteside-nyheter i avisene, i radio og TV og blir tatt opp i Parlamentet. Denne kampanjen for større sikkerhet på vegene, — som med rette drives meget intenst, — kan gi publikum det inntrykk at Storbritannia er det

landet i Europa som leder i trafikulykker. En undersøkelse som nylig er foretatt for House of Commons viser imidlertid at man ikke uten videre kan trekke slike slutninger. En sammenligning mellom antallet trafikulykker med dødelig utgang henholdsvis i Frankrike, Tyskland, Holland, Italia, Sverige og Storbritannia over en 5-årsperiode, viste overalt stigning, men ikke jevnt. Således var i 1961 Sverige og Storbritannia istand til å notere en mindre nedgang. Ulykkesprosenten i forhold til antall biler sank for samtlige land. (Lokaltrafikk nr 2, 1964.)

Årnes bru

Avdelingsdirektør Arnulf Arild og avdelingsingeniør Bent Skari

DK 624.27.012.46 (482.8)

1. Innledning.

Årnes bru fører riksveg 46 over Glomma ved Årnes stasjonsby, 50 km nordøst fra Oslo.

Det er den eneste bruforbindelse over Glomma mellom Skarnes og Rånåsfoss, en strekning på 30 km.

Den gamle bru, som ble bygget i 1909 er en 400 m lang fagverksbru med ialt 8 spenn av forskjellig størrelse. Brua var beregnet for 3 t akseltrykk og kjørebane er ca 4,0 m bred.

To av de østre fagverksspenn ble sprengt under krigsoperasjonene i 1940. De ble reparert og bygget opp igjen til sin opprinnelige form.

Den smale og svake Årnes bru har i lengre tid vært utilfredsstillende for trafikken.

Andre store presserende bruarbeider i Akershus fylke har imidlertid måttet gå foran, slik at det først i 1960—61 var midler disponible for å sette igang bygging av ny bru ved Årnes.

2. Prosjekteringsgrunnlag.

2.1 Valg av trasé.

Av situasjonsplanen (fig. 2) fremgår at den nye bru måtte ligge nedenfor den gamle, slik at vegforbindelsen på begge sider kunne rettes ut samtidig med at stasjonsområdet ikke ble berørt.

Det endelige trasévalg var imidlertid avhengig av reguleringsplanen for tettbebyggelsen øst for jernbaneområdet, og særlig av hvor den nye veg skulle føres under jernbanen. Endelig måtte det også tas hensyn til utløpet av sideelven Drogga, som slynger seg gjennom det aktuelle område, og løper under jernbanen i kulvert 20 m syd for den eksisterende undergang.

Etter at et alternativ med ny undergang syd for Drogga var vurdert og forkastet av såvel kommune som sentrale myndigheter, ble man stående ved det i fig. 2 viste alternativ, med ny undergang som en direkte utvidelse av den gamle mot syd med fortsatt bruk av det nordre landkar. Den disponible

Gjengitt etter Nordisk Betong nr 4, 1963.



Fig. 1. Den gamle fagverksbru og den nye spennbetongbru.

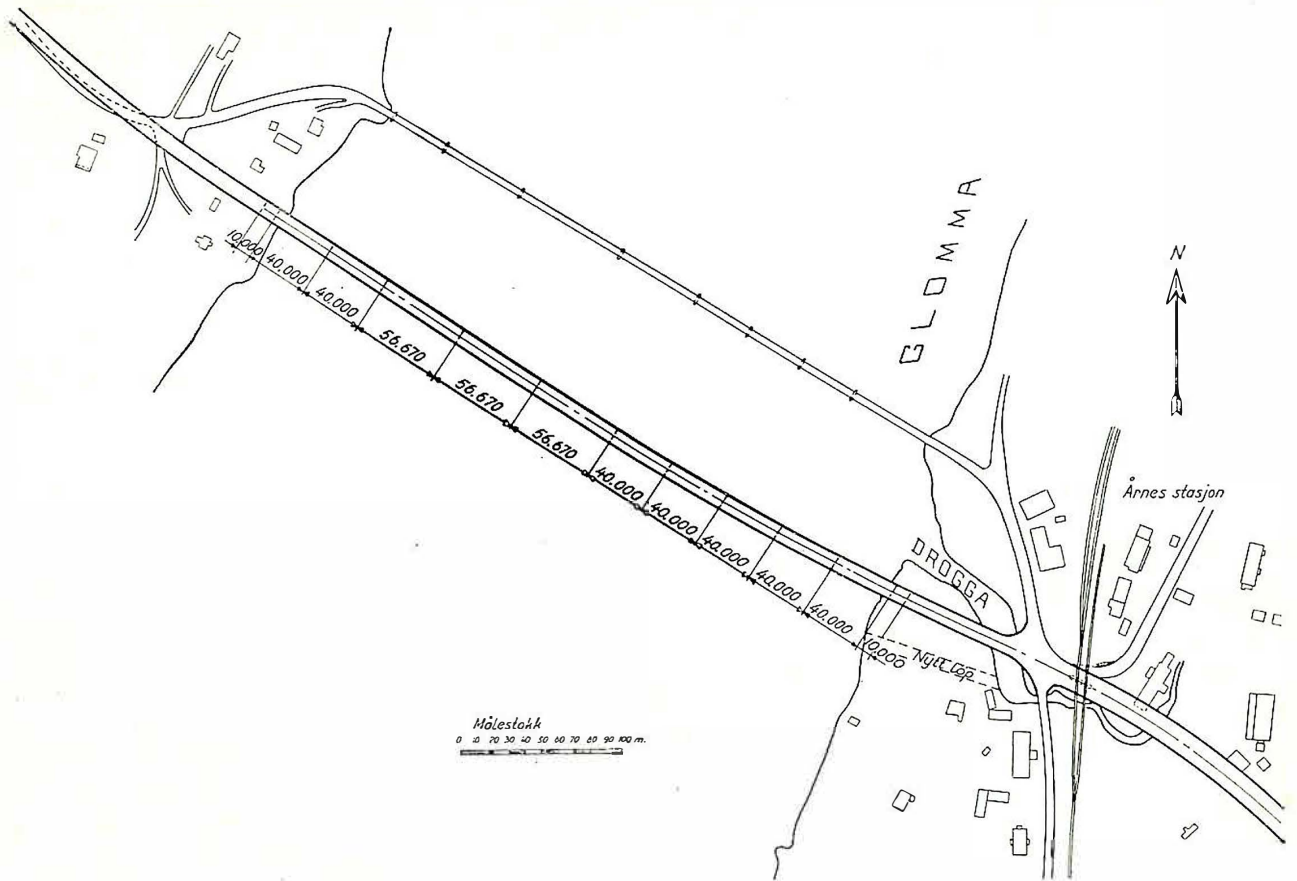


Fig. 2. Situasjonsplan.

bredde mellom dette og jernbanekulverten over Drogga var såvidt tilstrekkelig for den nye veg.

Den nye vegen vil krysse Drogga øst for jernbanen. For å unngå en kryssing av elven også vest for jernbanen, graves nytt utløp for Drogga syd for den nye veg. Området rundt det gamle utløp blir samtidig frigitt for eventuell utnyttelse.

Etter den fastlagte trasé ligger den nye bruakse praktisk talt parallelt med den gamle, ca 90 m syd for denne. Den nye bru er rettlinjert fra vestre landkar i ca 350 m lengde og fortsetter så i en 2000 m kurve inn over østre landkar. Den videre trasé er bestemt av undergangen og den fastlagte reguleringsplan.

2.2 Lengdeprofil.

Det foregår ingen båttrafikk av betydning på Glomma ved Årnes, men det er knyttet meget betydelige interesser til tømmerfløtingen som foregår fra mai og utover den største del av sommeren. Et normalt år passerer ca 750 000 m³ tømmer under Årnes bru.

Fløtingen administreres av Glomma Fellesfløtingsforening, som stilte krav om samme fri høyde i de nye fløtingsløp som under den gamle bru, σ : 2,16 m over maks. flomhøyde. Denne er an-

gitt til k 122,24 og er også bestemmende for underkant bru ved østre landkar.

Samtidig forlanges det for den nye jernbaneundergang en fri høyde på 4,5 m, og dette betyr at den nye kjørebane her må ned på k 122,0, σ : 24 cm under maks. flomhøyde.

Med en disponibel konstruksjonshøyde på 2,6 m førte disse betingelsene til flg. lengdeprofil: Fra vest 290 m horisontal bru med planum på k 127,0, videre en 6400 m vertikalkurve til østre landkar, hvorfra 25 ‰ fall mot undergangen (fig. 3).

2.3 Spenninndeling.

Fløtingen foregår i vestre del av elveløpet, og Fløtingsforeningen anviste her et avsnitt på 170 m bredde, hvor det ikke måtte anbringes mer enn to piler. Forøvrig var spenninndelingen fri.

Under utarbeidelse av forprosjektet valgte Vegdirektoratets bruavdeling å dele det nevnte fløtingsavsnitt i 3 like spenn à 56,67 m. Den disponible konstruksjonshøyde på 2,6 m tilsvarer 1/22 av denne spennvidde, og dette ble funnet tilstrekkelig for en bjelkebru i stål eller spennbetong, også ved anvendelse av fritt opplagte spenn.

Samme bjelkehøyde ble forutsatt også for de øvrige spenn, som ble valgt 40 m lange. Medregnet

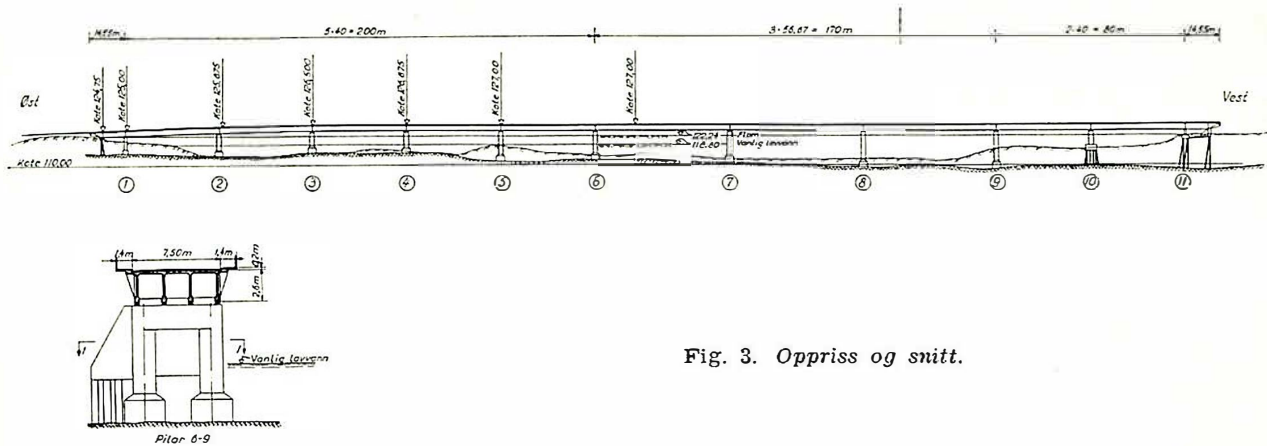


Fig. 3. Oppriss og snitt.

de korte, utkragede landkarspenn, ble den endelige spenninndeling, regnet fra øst mot vest:

$$4,5 + 10,0 + 5 \times 40 + 3 \times 56,67 + 2 \times 40 + 10,0 + 4,5 = 479 \text{ m.}$$

2.4 Brubredde.

Kjørebanelens bredde mellom fortaukantene (nå betegnet som «føringsavstand») er 7,5 m. Fortaubredden var i forprosjektet angitt til 0,7 m. Etter kommunens ønske ble denne bredde øket til 1,4 m på et forholdsvis sent tidspunkt, og dette skapte endel problemer under utførelsen som senere nevnt.

2.5 Grunnforhold.

De nødvendige grunnundersøkelser ble foretatt av Veglaboratoriets geotekniske avdeling i september—oktober 1959. Det ble foretatt dreieboring til fjell i tilsammen 60 punkter, samt tatt opp prøver i 4 hull for vanlig laboratorieundersøkelse.

Undersøkelsene ble foretatt på grunnlag av den under pkt. 2.3 nevnte spenninndeling. Vanndybden er ved vanlig lavvann ca 7 m i den vestre del av elven. I den østre del er det grunnere. Boringene viste at det under hele elveløpet er forholdsvis jevnt og flatt fjell i liten dybde under elvebunnen.

Tykkelsen av løsavleiringene i elveleiet varierer fra 0 til 8 m. Ved vestre elvebredd, hvor fjellet faller noe av, samtidig med at terrenget stiger, ligger fjellet ved landkaret 15 m under terrenget.

I den midtre del av løpet består løsmassene av finsand og endel grus, på østsiden av mo og finsand og på vestsiden, hvor tykkelsen er størst, av mjelig leire med enkelte sandlag og endel grus og stein nærmest fjellet.

3. Beskrivelse av bruprojektet.

Brua er i hovedtrekkene utført på grunnlag av det forprosjekt som ble fremlagt av Vegdirektoratets bruavdeling ved anbudsinnbydelsen. Følgende beskrivelse gjelder den endelige utførelse, med om-

tale av de viktigste endringer som ble foretatt i forhold til forprosjektet.

3.1 Generelt.

Hovedkonstruksjonen er en bjelkebro med fritt opplagte bjelker av spennbetong. Den har 10 spenn med flg. pilaravstander, fra øst mot vest:

$$5 \times 40 + 3 \times 56,67 + 2 \times 40 \text{ m.}$$

Landkarene er utført som korte bjelkespenn i ordinær armert betong med utkraging mot den tilstøtende vegfylling.

Medregnet disse landkarspenn blir den totale bruklengde 479 m.

Angående brubredden henvises til pkt. 2.4.

Antall bjelker i tverrsnittet er 4 i de lange spenn og 3 i de korte, og bjelkehøyden er den samme i hele bruas lengde. Pilarene er utført i armert betong og overalt fundamentert til fjell.

Det bærende brudekke består av de øvre bjelkeflenser med utstøpt mellombetong og tversgående spennarmering.

På betongen legges et ca 7 cm tykt asfaltdekke. Rekkverk og lysmaster utføres av stål.

3.2 Pilarer.

Alle pilarer, unntatt pilar 11 ved vestre landkar, er utført som 2 runde søyler med 2,0 m diameter. Søylen er forbundet med en kraftig, 2 m høy topprigel, og under denne en forbindelsesvegg, ført ned til ca 1,0 m under lavvann. De fire pilarer ved fløtingsløpene er dessuten forsynt med en isbrytervegg, ført ned til samme dybde, og understøttet av søyler til fjell.

Pilarene 1—9 er fundamentert direkte til fjell med et klokkeformet fundament under hver søyle. Forprosjektet forutsatte disse fundamenter utført som senkbrønner i armert betong, senket og mudret på plass, justert og utstøpt.

Etter entreprenørens ønske ble denne utførelse senere endret, slik at fundamenter og søyler ble

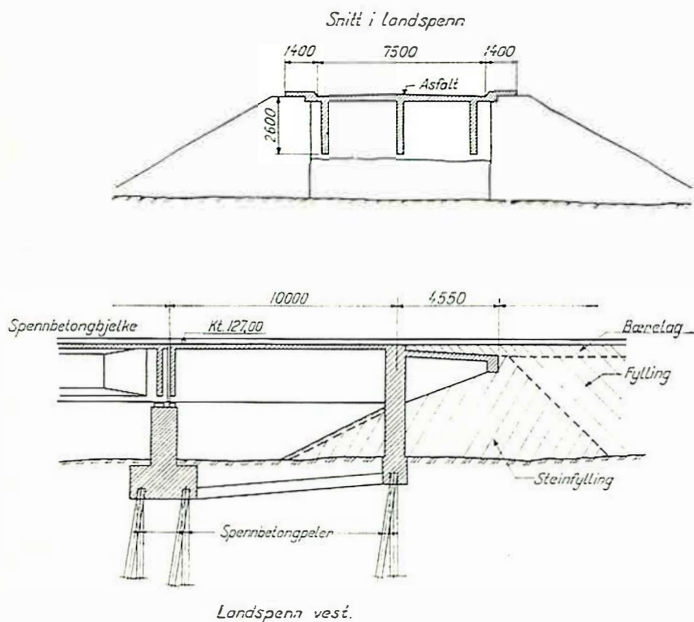


Fig. 4. Landkar.

støpt i stålformer. Betongen ble utført som undervannsstøp opp til ca 1,0 m under lavvann og videre i tørr form. Pilarene er armert med kamstål Ks. 40.

Ved pilar 1, hvor bare rigelen ligger over terrenget, er det ingen vegg mellom søylene.

Pilar 10 var i forprosjektet tenkt fundamentert på 60 stk. trepeler til fjell. Dette ble senere endret til 20 stk. spennbetongpeler. Samme fundamenteringsmåte er benyttet for pilar 11, som er utformet som en massiv pilar med rektangulært tverrsnitt.

3.3 Landkar.

Landkarene er utført som 10 m lange bjelkespenn i armert betong, med samme bjelkehøyde som spennbetongbjelkene (fig. 4).

Ytre ende av de tre landkarbjelker hviler på henholdsvis pilar 1 og pilar 11.

Ved østre landkar er bjelkene på landsiden forbundet med en kraftig tverrbærer, direkte under-

støttet av betongpeler til fjell. På vestsiden, hvor fyllingshøyden er større, er bjelkene innspent i en 6 m høy veggpilar på betongpeler til fjell. For overføring av jordtrykk er pilarfoten forbundet med pilar 11 med 2 trykkrigler under terrenget.

Landkarspennene har en utkragning på 4,5 m, som danner overgang til fyllingen. Utkragningen er avdekket med en armert betongplate, som ligger 0,25—0,50 m lavere enn brudekket. Hensikten med denne anordning er å oppnå en jevnere overgang fra vegdekke til brudekke.

3.4 Spennbetongbjelkene.

På grunn av tømmerfløtingen kunne det ikke settes opp støpestillaser i elveløpet i sommersesongen. Bjelkene måtte derfor støpes på land og plasseres på pilarene ved hjelp av pontonger eller eventuelt ved transport utover de allerede monterte bjelker.

Etter å ha studert lignende anlegg i Holland, bestemte man seg for å støpe bjelkene i stålform, og det ble derfor valgt nøyaktig samme tverrsnitt for de 21 korte og de 12 lange bjelkene. Tverrsnittet fremgår av fig. 5.

Bjelkehøyden er 2,6 m, bredden av øvre flens 1,8 m, stegtykkelsen 0,18 m og nedre flens $0,54 \times 0,50$ m.

Som spennarmering er brukt Freyssinetkabler med en effektiv strekkraft på 40 tonn pr kabel og 7 mm tråddykkelse.

Det er ialt 14 stk. kabler i en kort og 24 kabler i en lang bjelke.

De lange bjelker var opprinnelig dimensjonert med 21 kabler. Som nevnt ble imidlertid fortaubredden senere forlangt øket fra 0,7 m til 1,4 m, og det ble da nødvendig å øke antall kabler til 24. Av plasshensyn måtte da kablene plasseres i grupper på 6 etter fransk mønster.

Bjelkene er forsynt med kraftige endeblokker, støpt på forhånd og bygget inn i formen. Blokkene

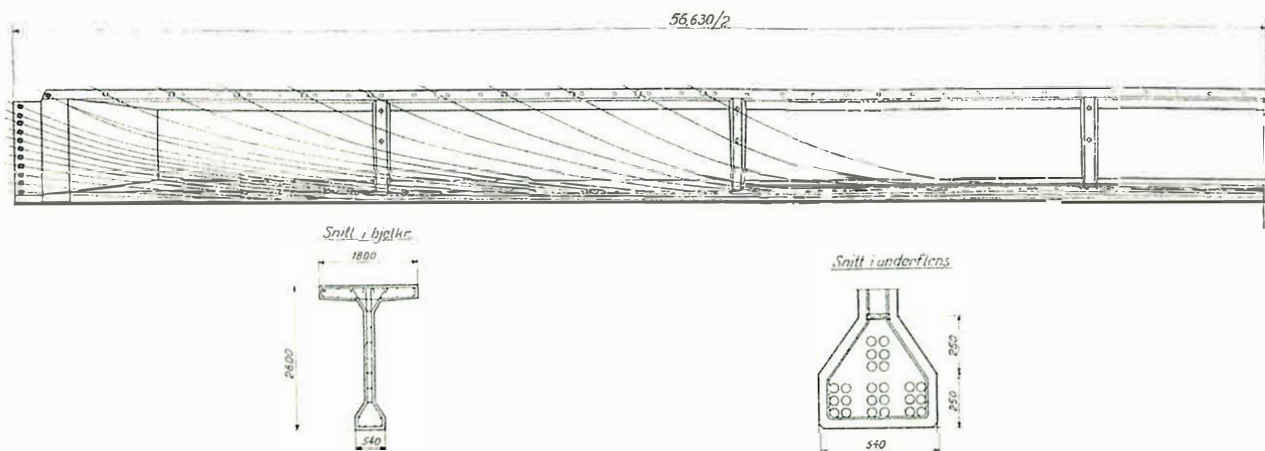


Fig. 5. Spennbetongbjelke.

er utført av betong B 500, kraftig armert og forsynt med innstøpte forankringer for henholdsvis 8 og 14 kabler.

De øvrige kabler er forankret i øvre flens i 1,5 m innbyrdes avstand. Øvre flens er dessuten forsynt med rør for tversgående spennarmering i 0,75 m avstand. Den slakke armering består av \varnothing 10 og \varnothing 13 som langsgående stenger i steg og flenser, omsluttet av lukkede bøylere (se fig. 10). Bøyleavstanden er 37,5 cm over den midtre del av bjelken og mindre mot endene. Bjelkene er forsynt med stegavstivinger i henholdsvis 4 og 6 punkter.

Avstivingene inngår i de senere støpte tverrbærere.

En kort bjelke veier 120 tonn og en lang bjelke 170 tonn.

3.41 Oppspenning.

Oppspenningen av bjelkene er beregnet slik at de støpes rette og forutsettes å holde seg rette under full egenvekt.

Oppspenningsprogrammet måtte ta hensyn til pontongtransporten. Det var herunder nødvendig å gi bjelkene opplegg 5 m fra hver ende, og momentet over disse opplegg var ca \div 50 tm mot $+$ 400 tm i ferdig konstruksjon. Hertil kom en betydelig skjærkraft i gal retning.

Ved å legge inn endel ekstra overkantarmert ble det mulig å spenne opp 6 endebløkkforankrede kabler før transporten. For å klare vekten av bjelken når denne var opplagt på endene var det dessuten behov for ytterligere 2 oppspente kabler i en kort og 8 i en lang bjelke. Disse måtte velges blant dem som ble forankret i øvre flens.

4 kabler kunne oppspennes etter 1 døgn med betongfasthet 200 kp/cm². Etter 2 døgn spentes resten av de henholdsvis 8 og 14 kabler som tilsvarte bjelkevekten, og transporten kunne foregå.

For de lange bjelkers vedkommende var nedbøyningen etter avsluttet transport ca 2 cm. Oppspenning av 6 kabler til ga en overhøyde på 2 cm. Etter støp av dekke og fortau, samt stramming av de 4 siste kabler er overhøyden ca 3 cm, som antas å gå ned under legging av asfaltdekke.

3.42 Bjelkelagre.

Alle bjelker er opplagt på neoprenlagre av norsk fabrikk. En lagerplate levert fra fabrikk består av 10 mm neopren, pålagt 1 mm stålplate på hver side. Stålplatene er dessuten utvendig belagt med 1 mm neopren, slik at den samlede tykkelse av den ferdige lagerplate blir 14 mm.

Lagrene kan så bygges opp med det antall plater

som behøves for å gi den nødvendige temperaturbevegelse.

Lagrene for 40 m bjelkene består av 3 lag med en flate på 50 \times 40 cm. Ved de lange bjelkene er det 4 lag à 60 \times 40 cm. Lagrene er lagt i cementmørtel på ca 20 cm høye betongsokler.

3.5 Tverrbærere og brudekke.

Hovedbjelkene er innbyrdes forbundet med tverrbærere, en ved hvert opplegg, og dessuten 4 stk. i de korte og 6 stk. i de lange spenn. De sistnevnte er utført ved å støpe ut mellomrommene mellom stegavstivingene ned til ca 1,3 m under brubanen. Utstøpingene er forsynt med en lett svinnarmering og har en gjennomgående spennarmering, bestående av 2 stk. 26 mm^Ø Dywidagstenger. Endetverrbærerne som er ca 2,3 m høye, er armert med 5 stk. slike stenger. Som nevnt under avsnitt 3.1 inngår de øvre bjelkeflenser i det bærende brudekke.

Åpningene mellom bjelkeflensene ble utstøpt med hhv. 20 og 23 cm tykk betong, med svinnarmering. Flenser og mellombetong er armert med tversgående Dywidagstenger i 0,75 m avstand.

Som slitedekke legges 5—10 cm asfalt etter følgende spesifikasjoner:

1. Klistring med 0,4 l/m² RCO, tilsatt primer.
2. Avrettingslag 1—2 cm av pulver 0—4 med 5,5 % asfalt pen. 180—200.
3. Justeringslag 2—5 cm asfaltbetong 0—12 med 5,5 % asfalt pen. 180—200.
4. Topplag min. 3 cm asfaltbetong 0—12 med 6 % asfalt pen. 180—200.
5. Eventuell forsegling eller overflatebehandling.

3.51 Fugeavdekning.

Det valgte system gir dilatasjonsfuger over alle pilarer.

Fugene, som har en midlere åpning på 30 mm er avdekket med riffelstål av vanlig norsk type, opplagt på kantvinkler, faststøpt til brudekket. Riffelstålets anleggsflate mot vinklene er belagt med 5 mm neopren.

3.6 Rekkverk og lysmaster.

Brua er forsynt med et enkelt stålrekkverk med vertikale sprosser 22 mm^Ø mellom horisontale rekker av kanalstål 12.

Støttene er 3" stålrør i 1,9 m avstand. Lysmaster av koniske stålrør inngår som støtter i rekkverket i 21 m avstand.

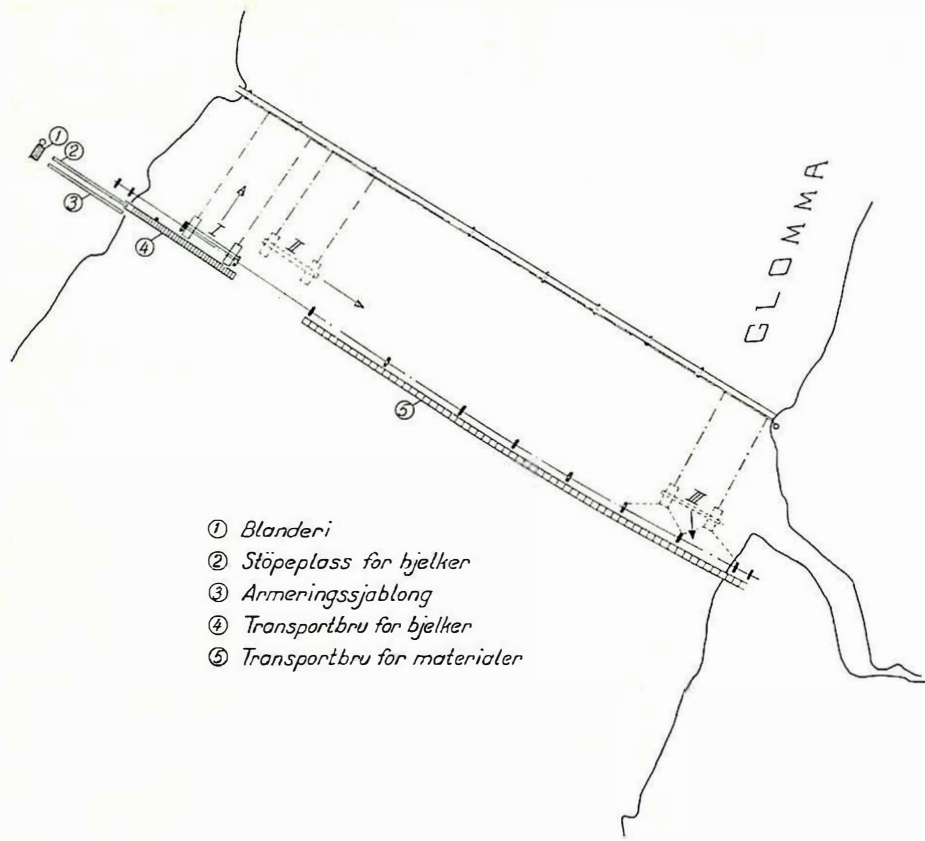


Fig. 6. Oversikt over støpeanlegg og transportsystem.

4. Utførelse.

4.1 Mudring.

Mudringen ble utført med gravemaskin montert på en stor stål pontong. Til opptaking av massene ble nyttet en «appelsingrabb». Mudringen gikk



Fig. 7. Pontong med rambukk.

greit med unntak for 2 av pilarene, hvor en støtte på store steinblokker i massen. Disse fikk en ikke tatt med grabben og en ble nødt til å bore og spreng dem på stedet for derpå å heise opp de største delene. Finrensen av fjellet ble utført av dykker med sugeapparat. I en av pilarene var fjellet så skrått at en måtte spreng ut horisontal flate. Førøvrig ble det støpt mot meislede flater.

Det ble bygget en provisorisk transportbru på trepeler over hele elven med unntak av det vestre 57 m spennet. Ved hver pilar ble dessuten bygget et stillas på trepeler. En del av pelene måtte boltes fast i fjellet for å få feste. Se fig. 6.

4.2 Peling.

Pelingen ble utført med en rambukk med et 1500 kg tungt lodd. For pelingen ute i elven ble rambukken montert sammen med gravemaskinen på pontongen som var nyttet til mudringen. Se fig. 7. Pelene hadde fjellsko 100 mm^Ø med konkav anleggsflate og ble meislet ned i fjellet etter et kriterium med maksimum 3 mm synk på 25 slag med løftehøyde 20 cm. Synken ble målt fra land med nivellerkikkert. Enkelte av pelene for pilar nr 10 la seg over og fant ikke feste på fjellet. Det ble derfor slått 6 ekstrapeler slik at en i gruppen fikk 26 peler.

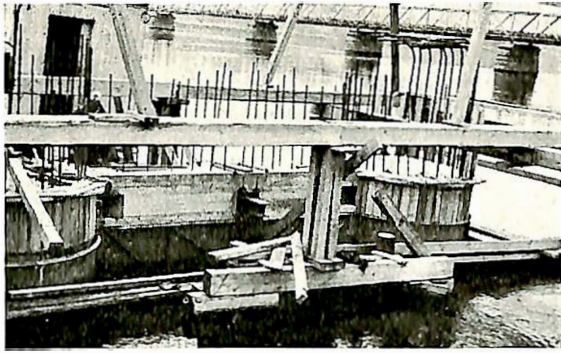


Fig. 8. Pilar under oppførelse.

4.3 Pilarer.

Søylene i pilarene ble støpt enkeltvis opp til k 117,90. Søylene ble støpt i stålforskaling som ble senket ned til fjellet. Tetningen mot fjellet ble utført ved at bordene i et skjørt, som var montert utenpå stålforskalingen, ble slått ned etter at stålforskalingen var kommet på riktig plass. Etter ferdig montering av stålforskaling, ble armeringen bundet sammen i en kurv som ble senket ned ved hjelp av en talje. Undervannsstøpingen ble utført på tradisjonell måte med 400 kg cement/m³ og en slump på 15—18 cm.

Etter at betongen i søylene var herdnet tilstrekkelig, ble vannet i stålforskalingen, som rakk over vannstanden i elven, pumpet ut og den øverste delen av betongen hugget vekk. Derpå ble pilarene avforsalet og stålforskalingen for veggseksjonen montert. Man hadde her en liten klaring i boltehullene i hver side slik at en kunne tilpasse forskalingen til de allerede støpte søyler. Derpå ble forskalingen for den øvre del av søylene strammet rundt den støpte betong og tettet utenfra med sagflis og dyttestrie. Det var imidlertid vanskelig å holde formen helt tett under den påfølgende tørrstøping, idet den utvidet seg noe når trykket fra betongen kom på. På et par av søylene oppsto således støpesår som må tilskrives manglende tetning. Til slutt ble forskalt og støpt topprigel på tradisjonell måte.

4.31 Bjelker — form.

Bjelkene ble støpt i stålform som besto av bunn og 2 formsider. Stålformen var bygget opp av 4 mm stålplate med avstivinger av vinkeljern i avstand 43 cm. Se fig. 9. For hver 1,5 m var montert avvekslende på hver side en formvibrator. Bunnen var montert på betongfundament med mellomlag av hard gummi og 2" × 4" plank. Formsidene ble holdt sammen med tverrbolter under og over formen. Over formen hadde en likeledes avstandsstag. Utspæringer for tverrforspenning fikk en ved hjelp av 2" rør som ble stukket gjennom formen.

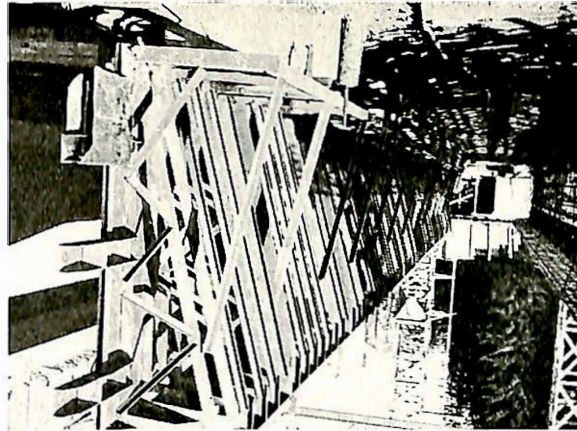


Fig. 9. Stålform for bjelke.

4.32 Armeringen.

Armeringen ble bundet sammen til en kurv utenfor formen på en sjablong som nøyaktig svarte til den ene formsiden. På sjablongen var merket opp for hver bøyle slik at bøyene kom på nøyaktig samme sted i samtlige like bjelker. Det ble brukt lukkede bøyler og lengdearmeringen måtte derfor tres inn fra enden. Det samme gjaldt rørene for forspenningskablene. For å få kablene plassert riktig og likt i de forskjellige bjelker, ble bestemte bøyler påsveist «stige-trinn» slik at når rørene ble festet til disse «trinnene», hadde en automatisk riktig høyde (fig. 10).

Når en armeringskurv var fullført, ble den bundet fast under en fagverksbærer og heist løs fra sjablongen slik at en kunne feste avstandsklosser til kurven. Derpå ble kurven heist over den ene formsiden og satt ned på riktig plass mot den andre formsiden, se fig. 11.

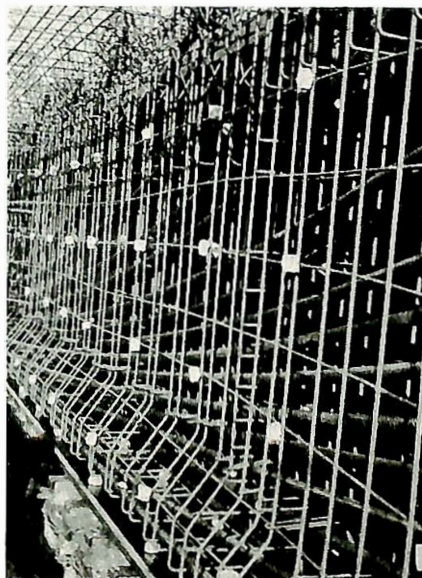


Fig. 10. Bjelkearmering.

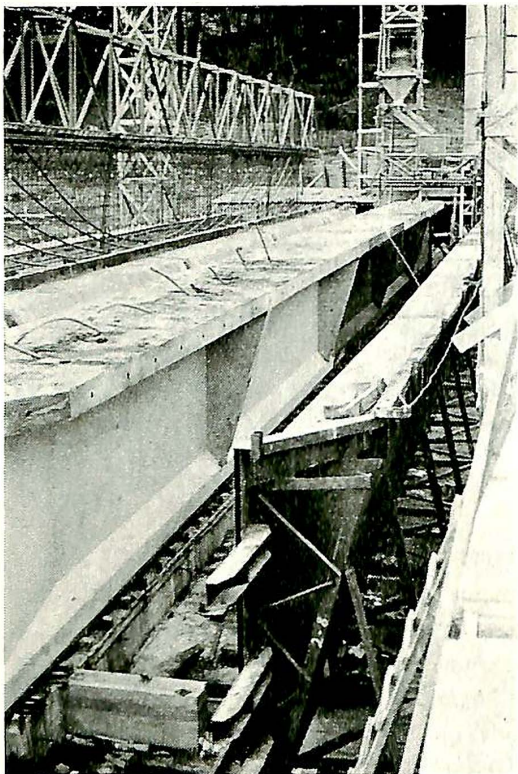


Fig. 11. Stålform, sett innenfra, med opphengt armering til venstre.

4.33 Endestykker. Montering av kabler.

Bjelkens endestykker ble forhåndsstøpt og skulle ha en fasthet på 500 kp/cm^2 før de ble plasert i formen. Endestykkene, som var kraftig armert for å oppta spaltekraftene fra ankerne, ble støpt i stål-

form. Derved oppnådde en å få ankerne nøyaktig plasert samt at bjelken kunne spennes noe sammen på et tidlig stadium for å redusere mulighetene for svinnsprekker. Endestykkene ble plasert i formen like etter armeringskurven. Rørene i armeringskurven ble så skjøtt sammen med rørene i endestykkene og kablene kunne tres i.

Itreingen ble utført av 8—9 mann og var ikke særlig vanskeligere for de lange bjelker enn for de korte.

Etter fullført kabelplasing ble formsidene skjøvet sammen, endeblokkene riktig justert og formsidene låst til hverandre med stag og tværbolter. Formen ble rettet opp med støttestag til siden og innrettet slik at bjelkene skulle bli rettest mulig. Samtidig med klargjøringen av formen ble ankerne i toppflensen montert og utsparingskålene ble tett med papir for at de ikke skulle bli fylt med betong.

4.34 Støpingen.

Støpingen ble utført ved at en skinnegående elektrisk tralle påmontert en 1 m^3 betongtobb ble kjørt frem og tilbake over formen. Ved å åpne tappeluken i bunnen av tobben, falt betongen rett ned i formen. En søkte å legge ut betongen i så tynne strenger som mulig for å minske luftporene på bjelkenes ytterside. Støpelaget besto av 7 mann og en bjelke ble normalt støpt på 6 timer. Da man gikk over til de lange bjelkene, ble trallehastigheten øket slik at også denne med samme mannskap ble støpt på ca

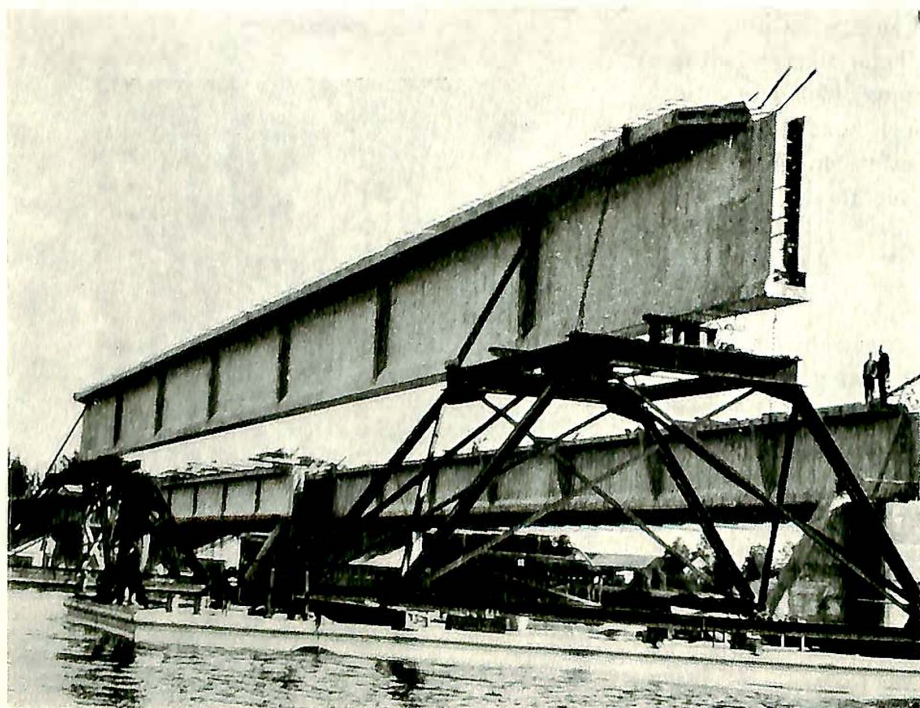


Fig. 12. Overføring av bjelke fra transportbri til piler. Bjelke på pontong.

6 timer. Det ble krevet B 400 i 40 m bjelkene og B 450 i 57 m bjelkene. I 40 m bjelkene fikk en i gjennomsnitt $\sigma_B = 568 \text{ kp/cm}^2$, med relativ spredning 6,8 %. I 57 m bjelkene $\sigma_B = 581 \text{ kp/cm}^2$ med relativ spredning 5,7 %. Det medgikk 45 m^3 betong i 40 m bjelkene og 63 i de andre. En nyttet en blanding 1 : 2,3 : 2,1 for de korte og 1 : 2,2 : 2 for de lange, og med slump 5—7 cm.

4.35 Oppspenning og transport på stillas.

Bjelken ble avformet dagen etter støpingen og normalt ble 4 kabler spent etter 1 døgn, med en betongfasthet på 200 kp/cm^2 . Etter ytterligere 1 døgn var man kommet opp i $300\text{--}350 \text{ kp/cm}^2$ og resten av egenvektskablene ble spent. Derpå ble bjelken jekket opp, hengt opp med Dywidagstål i en tralle i hver ende og kjørt ut over den provisoriske transportbrua som var bygget for bjelketransporten, til bjelken var på høyde med det 2. spennet. Her ble de oppspente kablene injisert og bjelken ble stående et par dager. De korte bjelker ble så jekket ned på 2 tverrtransporttraller og trukket fra transportbrua og ut på brupilarene 9 og 10 hvor de så ble løftet av transporttrallene og plasert på de støpte pilarene klar for transport over elven på pontonger, fig. 12. De lange bjelkene måtte transporteres videre utover i forlengelse av transportbrua, hvor vekten ble overført til pontongene som beskrevet i neste avsnitt.

4.36 Pontongtransport.

Til transporten over elven ble nyttet to pontonger i stål, med ytre mål $6 \times 15 \times 1,6 \text{ m}$. På pontongene var bygget opp faste bukker slik at bjelkene kunne tas ut og transporteres i den høyden de var plasert på pilarene. Pålastingen ble gjort på den måten at en slapp inn vann i pontongene gjennom bunnventilene til nesten hele pontongen lå nedsenket i vann. Pontongene ble så plasert under bjelken og bukkene ble forsynt med nødvendige oppleggspalter for bjelken. Vannet ble så pumpet ut av pontongene inntil bjelken var løftet godt klar av pilarene. Pontongene ble derpå stivet av med krysstag fra pontong til pontong.

Hver av pontongene var forbundet med en wire til en løpekatt på den gamle brua. På hver pontong var wirene forbundet med et spill slik at en lett kunne forhale pontongene oppstrøms. Man hadde også montert et spill i nedstrøms ende av pontongene slik at en kunne holde dem rett opp mot strømmen.

Selve transporten foregikk på den måten at en forhalte pontongene oppstrøms til de gikk klar av pilarene. Derpå ble de ved hjelp av et spill i hver

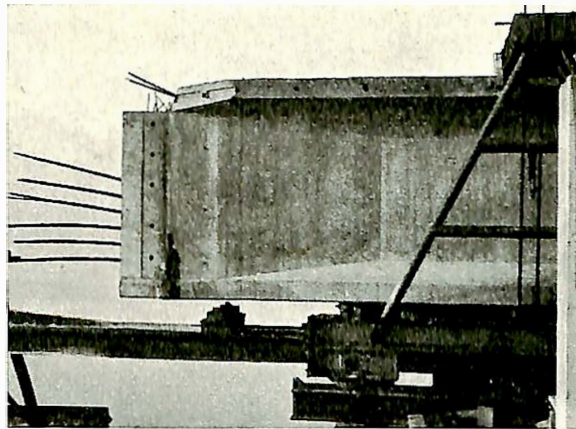


Fig. 13. Bjelkeende plasert på tralle på hjelpebrua. ende av den gamle brua halt over og tilslutt trukket inn på riktig plass, fig. 6.

Vanskeligheten var først og fremst å få overført de 170 t tunge bjelker til pontongene. Den forreste bjelkeenden ble overført til den ytterste pontongen ved at man senket bjelkeenden ned på to traller som løp på en hjelpebru som spente mellom transportbrua og pontongen, fig. 13. Ved å regulere lensingen av pontongen i forhold til bjelkeendens stilling på hjelpebrua kunne etter hvert hele vekten overføres til pontongen. Den bakre transporttrallen ble derpå fjernet og den bakre bjelkeende hengt opp ytterst på enden i den fremste trallen som nå var trukket bakover. Bjelken kunne nå skyves utover i forlengelsen av brua. Den bakre bjelkeende kunne overføres direkte til indre pontong idet bjelkeenden nå var kommet langt nok ut, fig. 14.

Transporten av bjelkene foregikk under forskjellige strømforhold. Maksimal strøm under transport ble målt til $0,75 \text{ m/sek}$. Transporten av samtlige bjelker forløp uten uhell av noen art.

Avlastingen til pilaren foregikk dels ved at man

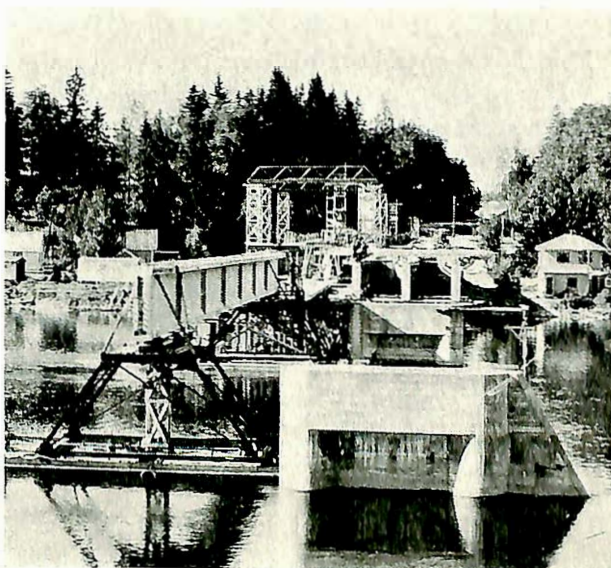


Fig. 14. En lang bjelke plaseres på pontonger.

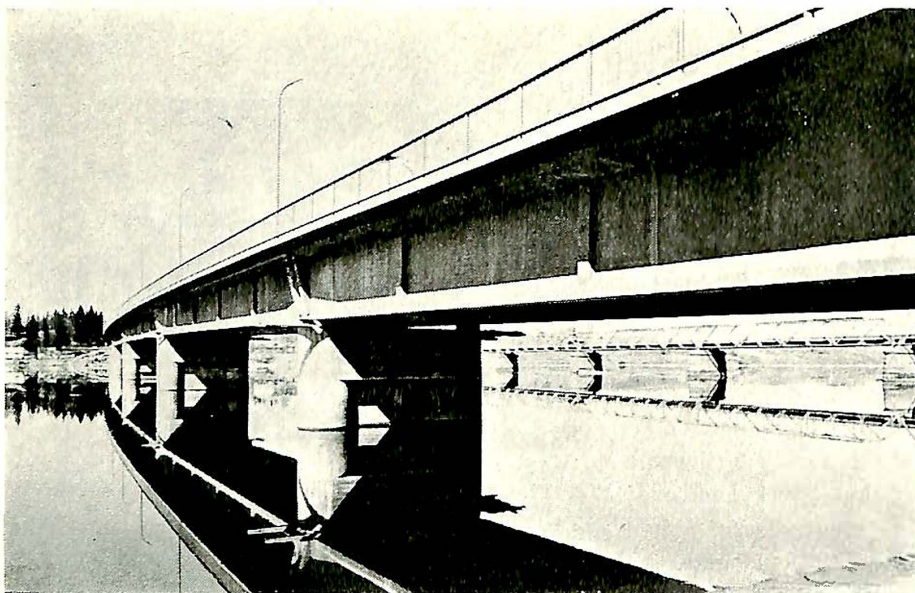


Fig. 15. Den ferdige bru.

slapp inn vann ved å åpne bunnventilene, dels ved nedjekking med donkraft. Bjelkene i de østre spenn ligger lavere enn i broens vestre ende og måtte derfor senkes ned lavere enn det var mulig med pontong og donkrefter. Det ble her laget en spesiell bukk hvor bjelken ble hengt opp ved hjelp av 2 Dywidagstenger som var gjenget så langt som det var nødvendig å senke bjelken. Senkingen foregikk så ved donkraft og ved å følge etter med mutterne på stengene slik at bjelken hang i disse hver gang det var nødvendig å skifte tak med donkraften.

De korte bjelkene ble plassert på riktig plass direkte fra pontongene, idet en her hadde spent opp alle endekablene. De lange bjelkene ble i den ene enden lagt ned så langt til siden for endelig plass at en kunne spenne opp de resterende endekabler. Derpå ble bjelkene skjøvet inn på riktig plass.

4.4 Tverrbærere og dekke.

Etter hvert som 40 m bjelkene kom på plass ble 2 kabler til spent, stillas montert og forskaling for tverrbærere og dekkefelt hengt opp. Derpå ble tverrbærerne støpt og oppspent, og deretter ble dekkefeltet støpt. Ved å støpe og spenne tverrbærerne først, oppnådde en at bjelkene ville få lik nedbøyning under det videre arbeidet. Når betongen i dekket var herdet, ble tverrforspenningen utført og endelig ble fortauet forskalt og støpt og de siste kabler spent og injisert.

I de lange spennene var rekkefølgen stort sett den samme.

I tverrbærere og dekke ble forlangt samme betongkvalitet som i bjelkene.

I all betong i overbygningen ble nytted Rapidement. All støpesand ble levert fra vegvesenets grustak på Kulmoen. I bjelkene ble nytted pukk med D maks. lik 20 mm. Denne ble levert fra vegvesenets tak på Armoen. I betongen utenom bjelkene ble nytted singel fra vegvesenets grustak på Kulmoen.

Grusen var av meget jevn kvalitet. Det ble tatt sikteprøve for hver bjelke. Finhetsmodulen for sanden var i gjennomsnitt 3,53. Betongens finhetsmodul i bjelkene var i gjennomsnitt 4,97.

Det ble støpt 6 prøvestykker hver støpedag bortsett fra bjelkene hvor en støpte ialt 12 pr bjelke. Alle prøver unntatt 4 holdt den forlangte 28 døgns fasthet. Samtlige prøver lå over 85 % av den forlangte fasthet.

Den ferdige bru er vist på fig. 15.

5. Sluttbemerkninger.

Bruarbeidet er utført av entreprenørfirmaet H. Eeg-Henriksen A/S, Oslo.

Arbeidet ble påbegynt i marken i mars 1961 og betongarbeidene ble avsluttet i november 1962. På grunn av den sene årstid fant man det ikke forsvarlig å legge asfaltdekket samme høst, men nøyet seg med å legge et provisorisk grusdekke og åpne trafikken midlertidig på dette. Fig. 1 viser den gamle og den nye bru vinteren 1963.

Brua har kostet ca 5,5 mill. norske kroner.

Registrerte motorkjøretøyer pr 31. desember 1963.

Fylke	Personbiler	Busser	Varebiler	Lastebiler, kombi- nerte biler, trekk- og tank- vogner	Spesial- biler og uspesifi- serte biler	Sum biler	Traktorer og motor- traller	Tilhen- gere og semi- trailere	Motor- sykler og mopeder	SUM kjøre- tøyer	Av- skiltet pr. 31. 12. 63
A. Oslo	67 409	554	9 370	7 529	268	85 130	347	2 722	11 983	100 182	7 868
B. Østfold	23 171	333	3 698	3 320	136	30 658	1 339	1 710	12 854	46 561	4 179
C. Akershus	32 821	328	4 413	3 428	142	41 132	1 092	1 612	9 763	53 599	5 251
D. Hedmark	17 445	267	3 805	2 797	115	24 429	1 858	2 233	17 033	45 553	4 012
E. Oppland	15 342	272	3 602	2 503	156	21 875	4 862	3 283	10 369	40 389	3 564
F. Buskerud	19 981	395	4 030	3 086	117	27 609	2 691	2 444	8 537	41 281	3 651
Z. Vestfold	20 598	220	4 181	2 397	110	27 506	1 944	2 170	8 362	39 982	3 454
H. Telemark	16 634	254	2 845	2 081	121	21 935	1 147	1 250	8 512	32 844	2 821
I. Aust-Agder	6 851	156	1 433	950	45	9 435	192	506	3 559	13 692	1 333
K. Vest-Agder	11 337	189	1 931	1 435	80	14 972	141	399	7 085	22 597	1 629
L. Rogaland	18 965	375	5 330	3 253	140	28 063	941	719	11 122	40 845	3 177
O. Bergen	8 243	161	1 176	1 278	63	10 921	40	126	2 043	13 130	1 021
R. Hordaland	12 161	534	2 840	1 850	88	17 473	999	253	7 085	25 810	2 466
S. Sogn og Fjordane	4 535	128	1 167	1 021	50	6 901	1 570	683	2 718	11 872	960
T. More og Romsdal	13 295	403	2 816	2 238	142	18 894	1 811	789	6 013	27 507	2 286
U. Sør-Trøndelag ...	17 698	265	3 047	2 705	117	23 832	2 646	1 824	11 052	39 354	3 376
V. Nord-Trøndelag..	9 029	190	2 054	1 364	63	12 700	996	991	9 748	24 435	2 348
W. Nordland	14 469	321	2 357	2 363	96	19 606	1 600	1 000	12 300	34 506	3 621
X. Troms	7 158	197	1 312	1 132	21	9 820	763	548	5 108	16 239	1 850
Y. Finnmark	3 591	68	689	738	81	5 167	447	289	3 007	8 910	958
Sum registrerte kjoretøyer 1963 ...	340 733	5 610	62 096	47 468	2 151	458 058	27 426	25 551	168 253	679 288	59 825
Avskiltet pr. 31. 12. 63 ¹	23 460	320	4 890	4 985	132	33 787	1 882	679	23 477	59 825	
Total 1963	364 193	5 930	66 986	52 453	2 283	491 845	29 308	26 230	191 730	739 113	
Total 1962	321 767	5 834	64 854	51 892	2 094	446 441	27 242	23 321	188 517	685 521	

¹ Kjøretøyer avskiltet i 1963 og som står avskiltet 31. 12. 63

Busser (inkl. avskiltede) pr 31. desember 1963. Fordelt på antall sitteplasser og drivstoff.

Fylke	Antall sitteplasser														SUM
	0-9		10-19		20-29		30-39		40-49		50-59		Uoppgitt		
	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□	
Oslo	3	2	26	2	9	79	12	175		233	1	17	18	2	579
Østfold	1	1	5	5	15	3	39	147		122		12		4	354
Akershus			6	5	6	5	24	95	3	162		34	6		346
Hedmark	3	1	24	11	14	6	28	122		69		12		3	293
Oppland			7	11	9	4	19	143	1	82		4	6		286
Buskerud	5		17	8	21	7	33	122		128		23	30	21	415
Vestfold	1	1	4		10	2	14	90		98		7	5	1	233
Telemark	1		21	3	18	9	30	93		91		5	2	2	275
Aust-Agder	2		10	5	7	5	9	65		47		8	2		160
Vest-Agder	2		6	2	12	9	6	95	1	64			1		198
Rogaland	12		14	11	34	19	21	170		96		14	2	1	394
Bergen	1		4	1	9	25	9	98		24					171
Hordaland	3		6	1	45	37	45	305	2	106		1	4	1	556
Sogn og Fjordane			15	4	19	10	5	73		7			1		134
More og Romsdal	1		24	11	18	24	39	224		79		3	5	1	429
Sør-Trøndelag			21	11	16	13	13	147		51		2		2	276
Nord-Trøndelag	2		25	12	31	11	19	84		20					204
Nordland	3		31	17	19	25	21	122		98			3		339
Troms			11	15	18	15	7	98		41		2	6	2	215
Finnmark			5	3	7	1	1	33		19		1	3		73
Sum	40	5	282	138	337	309	394	2501	7	1637	1	145	94	40	5 930

● Bensindrevet □ Ikke bensindrevet

Lasterbiler (inkl. avskiltede) pr 31. desember 1963. Fordelt på nyttelast og drivstoff.

Fylke	Nyttelast kg																				SUM		
	0-1000		1001-2000		2001-3000		3001-4000		4001-5000		5001-6000		6001-7000		7001-8000		8001-9000		9001-			Uopp-gitt	
	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□	●	□			●
Oslo	91	4	1930	42	1143	17	1358	87	1120	401	394	484	57	94	6	18	5	5	4	70	4	3	7 337
Østfold	27	1	788	18	358	6	578	57	675	372	153	325	4	82		11	1	10		5		5	3 476
Akerhus	41	1	974	10	519	8	608	66	484	346	130	409	9	62	3	3	1	2		3	2		3 681
Hedmark	23	2	483	23	233	11	407	100	406	730	62	424	8	38	2			6			1		2 961
Oppland	34		522	15	268	19	325	147	334	610	33	287	1	19	1	1		4				5	2 625
Buskerud	32	2	880	25	339	19	475	154	485	509	81	217	3	48		1	2	2	1	1	1		3 277
Vestfold	21	2	658	11	294	14	399	52	321	262	101	230	18	42		8	3	3			7	1	2 447
Telemark	34	1	459	9	181	13	282	80	308	399	65	261	11	17	3	1	1	13		10	1		2 149
Aust-Agder	7		215	3	90	2	124	104	154	217	19	59	3	3	1			4			3		1 008
Vest-Agder	20		368	2	152	12	248	82	194	195	15	94	2	6	1			1	2		2		1 396
Rogaland	34	5	1 141	6	431	17	514	104	478	306	99	152	16	23	1			1			5	1	3 334
Bergen	4		324	3	247	3	251	34	179	87	62	35	5	6		1					3		1 244
Hordaland	48	2	534	7	324	24	343	138	188	202	42	45	6	3	1			1	5	1	4	1	1 919
Sogn og Fjordane	7	3	177	2	131	19	198	89	173	182	6	14			3		14		1				1 019
Møre og Romsdal	28	1	487	12	291	37	372	281	203	454	9	29		3			3		1		1		2 212
Sør-Trøndelag	14	1	593	7	372	24	586	195	425	423	24	78	1	7	1			3	6		2		2 762
Nord-Trøndelag	12		241	6	135	7	206	110	280	423	7	55		6					1		1	1	1 491
Nordland	54	2	417	26	313	30	376	247	332	583	19	153	1	8		1			3		3	2	2 570
Troms	20		173	19	140	22	156	172	150	364	5	19		3	1					2		2	1 248
Finnmark	10		116	3	109	4	113	85	100	192	4	32	1	1	1			1	2		4	1	780
Sum	561	27	11480	249	6070	308	7919	2384	6989	7257	1330	3402	146	474	22	64	19	73	6	121	24	11	48 936

● Bensindrevet □ Ikke bensindrevet

Våre nordiske kolleger.

Svenska Vägföreningens Tidskrift nr 10, 1963:

G. Ringström og B. Skogersjö: Dimensionering av väg-överbryggnad med hjälp av datamaskin.

B. O. E. Persson: Gummi i asfalt och tjära för vägändamål.

S. Edholm og B. Kolsrud: En metod för fordonsdifferentierande trafikräkning.

K.-O. Hedman: Engineering for Traffic.

Svenska Vägföreningens Tidskrift nr 1, 1964:

Vägföreningens 50-årsjubileum.

Väganslagen i statsverkspropositionen.

N. Ahlgren: Trafik i städer.

P. Hallström: Sprickbildningar och fogskador å betongbeläggningen vid Arlanda flygplats.

O. Nellborn: Om halvljusets användning på belysta gator och vägar.

Svenska Vägföreningens Tidskrift nr 2, 1964:

N. G. Bruzelius: Betydelse och behov av vägforskning.

S. Tynelius og T. Davidson: Kan bensinstationsfloran saneras? Motorvägar sparar många liv.

G. Segerström: Rationella skogstransporter kräver goda vägar.

S. Edholm og B. Kolsrud: Theory of Traffic Flow.

B. Hallmén: Ännu kan vi inte allt om databehandling.

Dansk Vejtidskrift nr 1, 1964:

P. S. Kristensen: Centralværksted for Haderslev amts vejvæsen.

A. Trævis: Danske vejmaterialer på hjemlige og fremmede veje.

Spyddene langs vejen forsvinder.

T. Røllis: Indtryk fra Californien.

Dansk Vejtidskrift nr 2, 1964:

E. A. Abitz: Vejbestyrelsesloven i funktion.

J. Tholle: Træk af vejplantningernes historie.

Dansk Vejtidskrift nr 3, 1964:

Spørgsmål i forbindelse med hovedlandevejsloven og de ændrede vejbestyrelseslove.

H. P. Myrup: Storbyens individuelle trafik og de offentlige transportmidlers økonomi.

H. H. Ravn: De amerikanske AASHO-eksperimenter.

Dansk Vejtidskrift nr 4, 1964:

H. H. Ravn: De amerikanske AASHO-eksperimenter.

I. Gronvaldt: Busruter beregnes elektronisk.

C. A. Zeuthen: Odense Kørelærforenings skridbaneanlæg ved Odense.

M. Hoeg: Om kørevaner og autoværn i midten.

H. Degnbøl: Lad både sikkerhed og skønhed præge vore veje.