

Beläggningar på cementbundna bärlager

Civilingenjör Björn Örbom

DK 625.8

Till begreppet cementbundna bärlager, bör man i första hand hänföra *cementstabiliserade bärlager* i alla dess varianter samt det för oss nya *cementbruksbundna makadambärlagret*. Man skulle emellertid till begreppet cementbundna bärlager även kunna räkna *betongbärlagret*, dvs. en betongbeläggning, som från början utförts för att beläggas med ett bituminöst slitlager. Med lika stor rätt skulle man då till denna bärlagergrupp kunna räkna *ordinära betongbeläggningar*, som — på grund av t. ex. omfattande ytskador — måste förses med ny beläggning och därför skulle kunna sägas i fortsättningen tjänstgöra som bärlager, speciellt i det fall man använder asfalt för den nya toppbeläggningen.

Till cementbundna bärlager i denna vida mening har man på skilda håll använt såväl olika typer av bituminösa beläggningar som betongbeläggningar. Här skall endast behandlas de kombinationer mellan cementbundna bärlager och beläggningar, som vi hittills fått någon erfarenhet av i Sverige, nämligen: *Asfaltbeläggningar på betongbeläggningar, slitlager av betong på betongbeläggningar, asfaltbeläggningar på cementstabiliserade bärlager.*

1. Cementbundna bärlagers egenskaper.

Allmänt kan man säga om de cementbundna bärlagren, att de i alla sina utförandeformer tekniskt sett i högre eller lägre grad har samma välkända positiva och negativa sidor som betongbeläggningen.

På de cementbundna bärlagrens *plussida* kan man sålunda sätta den goda lastutbredande förmågan, betingad av bärlagrets rel. höga böjningsstyvhet. Denna egenskap medför minskade spänningar såväl i beläggningen uppe på bärlagret, som i lagren under bärlagret alltså förstärkningslager och underbyggnad samt i undergrunden. Som en följd härav bör de av trafiken framkallade permanenta deforma-

tionerna hos vägytan bli förhållandevis små, då cementbundna bärlager används.

På den *negativa* sidan måste man sätta de cementbundna bärlagermaterialens låga töjbarhet, vilken har till följd att genomgående sprickor rel. lätt uppkommer i dessa bärlager t. ex. på grund av inre spänningar förorsakade av krympning eller på grund av rörelser hos underlaget, sättningar o. dyl. Att försöka eliminera följderna av denna svaghet t. ex. genom att utföra rörelsefogar i bärlagret, på samma sätt som man gör vid betongbeläggningar, medför andra och troligen större nackdelar.

Huruvida man till de cementbundna bärlagrens minussida i det nordiska klimatet, även måste räkna en eventuell med tiden framträdande otillräcklig beständighet — framför allt ytbeständighet mot frost vid närvaro av vägsalt — ja, det är en fråga som måste lämnas öppen ännu några år tills ytterligare erfarenhet vunnits, innan den kan avgöras med någon större säkerhet.

I ekonomiskt avseende visar de cementbundna bärlagren inte samma enhetlighet som i tekniskt avseende. Anläggningskostnaden för exempelvis å ena sidan cementstabiliserade bärlager har i Sverige under normala förhållanden varit lägre än för varje annan bärlagertyp utom grusbärlager. Å andra sidan är det svårt att tänka sig annat än att betongbärlager, om sådana skulle utföras i vårt land, skulle bli dyrare att anlägga än varje annan bärlagertyp. Det cementbruksbundna makadambärlagret kommer i fråga om anläggningskostnad troligen att ligga någonstans emellan dessa två ytterligheter.

Det torde i första hand vara synpunkter av ovan antytt slag beträffande de cementbundna bärlagrens tekniska egenskaper och ekonomi som satt sin prägel på valet och dimensioneringen av beläggningar på cementbundna bärlager. På grund av den mycket goda bärighet, som vägkonstruktioner med cementbundna bärlager får, är det en ur ekonomisk synpunkt naturlig strävan, att man vill göra beläggningen på bärlagret så tunn som möjligt. Med hänsyn till önskvärdheten att uppnå lägsta möjliga

Föredrag holdt ved Nordisk konferanse om betongdekker og cementbundne bærelag, Voksenåsen, 12.—16. februar 1962.

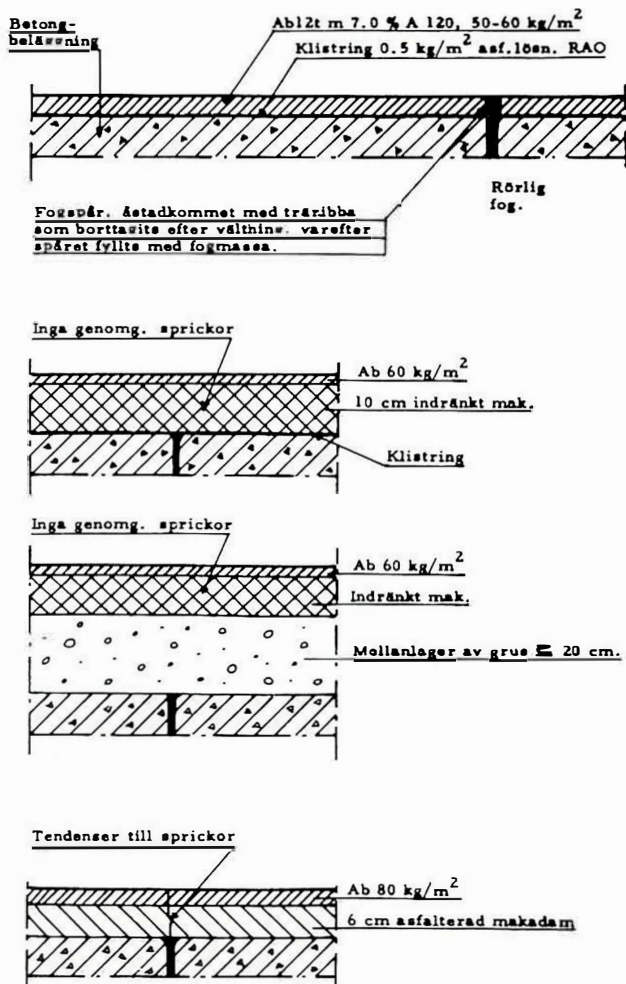


Fig. 1. Exempel på utföranden av asfaltbeläggningar på betongbeläggningar på vägar och flygfält.

totala anläggningskostnad för överbyggnaden, kommer denna strävan säkert att vara starkare ju dyrbarare cementbundet bärlager man använder. Man skulle med andra ord lättare kunna fördra t. ex. en relativt tjock och kostnadskrävande asfaltbeläggning på det prisbilliga cementstabiliserade bärlagret än på ett betongbärlager.

Mot det ekonomiska önskemålet om tunnast möjliga beläggning på bärlagret står emellertid det tekniska önskemålet att svagheter hos bärlagret inte skall få återspegla sig i beläggningen och eventuellt förorsaka fördyrat underhåll. Det har därför visat sig, att det i de flesta fall är nödvändigt med en rel. stor tjocklek hos beläggningen vid denna överbyggnadstyp. För att exempelvis sprickorna i ett cementstabiliserat bärlager inte skall gå upp genom en pålagd asfaltbeläggning fordras en viss minimumtjocklek hos denna och på samma sätt fordras exempelvis rel. stor tjocklek hos ett nytt slitlager av asfalt eller betong, utfört på en ytskadad betongbeläggning, för att inte skadorna hos underlaget skall leda till skador hos beläggningen.

Det torde icke vara någon större överdrift att påstå, att val och dimensionering av beläggningar för

cementbundna bärlager i ännu högre grad än för andra bärlager mera är en fråga om tillräcklig *beständighet* än om tillräcklig *bärighet* hos konstruktionen.

2. Asfaltbeläggningar på betongbeläggningar.

Att utföra asfaltbeläggningar på betongbeläggningar har i Sverige varit aktuellt, när det gällt antingen att förse en frostavskalad betongbeläggningssyta med ett avjämnande slitlager eller att bygga upp beläggningsspartier som på grund av sättningar eller andra orsaker sjunkit. De svenska erfarenheterna från detta område är rel. få och de har aldrig insamlats och bearbetats systematiskt.

Problemen vid utförandet är i huvudsak två, dels hur man skall förfara med de rörliga fogarna i betongbeläggningen, när man utför asfaltbeläggningen dels hur man skall få den nödvändiga vidhäftningen mellan betongytan och asfaltbeläggningen, om man vill göra denna tunn. Vidhäftningsproblemet blir speciellt besvärligt om betongbeläggningen har avskalningsskador.

Tunna asfaltbeläggningar på gamla betongbeläggningar har under senare år utförts i viss utsträckning i Sverige. En förutsättning för att man skall lyckas med detta förfarande är att betongytan är mycket noggrant rensad från alla eventuellt förekommande lösa eller halvlösa avskalningsskällor. I annat fall rycker trafiken förr eller senare upp de beläggningsskallor, som överlagras sådana skällor, tillsammans med skällorna. — De rörliga fogarnas spår i betongbeläggningen har vid utförandet av tunna asfaltbeläggningar som regel dragits upp genom asfaltbeläggningen och fyllts med fogmassa. Asfaltbeläggningarna ha bestått av finkornig, tät asfaltbetong med något högre bindemedelshalt än normalt. Av stor betydelse för vidhäftningen har det visat sig vara att den förberedande klistringen av betongytan utföres med tillräckligt stor bindemedelsmängd. Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsens anvisningar föreskriver i detta fall 0,4—0,5 kg/m² asfaltlösning RA 0.

För att slippa såväl olägenheten med utförandet av genomgående fogspår i asfaltbeläggning som risken för dragsprickor i beläggningen mitt över fogen, måste man utföra asfaltbeläggningen till rel. stor tjocklek, såsom fig. 1 visar. I det svenska klimatet synes en beläggningstjocklek av minst 10—12 cm erforderlig vid ett avstånd mellan de rörliga fogarna i underlaget av 17—25 m, för att sprickorna ej skall slå igenom beläggningen.

3. Slitlager av betong på betongbeläggning.

Ett nytt slitlager av betong på en äldre betongbeläggning kan erfordras därför att betongbelägg-

ningen t. ex. fått ytskador eller blivit ojämn till följd av sättningar. Metoden är framför allt aktuell på flygfält på sådana hårdgjorda ytor, där man ej kan ha asfaltbeläggningar med hänsyn till bränsle-spill etc. I princip kan arbetet utföras antingen så att den nya betongbeläggningen genom lämpligt mellanlager utföres utan förband med den gamla be-läggningen eller också så att man genom lämpliga åtgärder försöker åstadkomma bästa möjliga för-band mellan den nya betongen och underlagsbeton-gen («bonded resurfacing»-principen). I det förra fallet fordras större beläggningstjocklek än i det senare fallet. Utvecklingen på skilda håll framför allt i U. S. A. tycks gå mot den sistnämnda metoden med relativt tunna betong- eller brukslitlager, som på det ena eller andra sättet klistras fast vid under-lagsbetongen. Orsaken till denna utveckling torde vara att «bonded resurfacing»-principen — trots att den ofta kräver ett omfattande förarbete med rensning och rengöring av den gamla betongytan — är mer ekonomisk än den tidigare nämnda, där på-läggsbetongen statistiskt sett är åtskild från under-lagsbetongen.

Bruks- och betongslitlager enl. «bonded resurfa-cing»-principen har under några år provats på Flygförvaltningens betongbeläggningar med i stort sett mycket gott resultat. Tekniken har varit den-samma, vare sig påläggningen har utförts med ett tunt skikt av bruk eller ett tjockare skikt av betong. Arbetena har innefattat följande moment: Ren-göring av betongytan genom maskinhugning, tryckluftspolning och sopning, inborstning i betong-ytan av ett löst, plasthaltigt cementbruk till ett mycket tunt skikt, påläggning av lagningsbruk eller beong medan plastbruket ännu är färskt och slut-ligen packning och avdragnings med s. k. vibrerande golvutläggare («vibro-planka») löpande på glid-banor.

Resultaten av dessa arbeten har varit goda och hittills har skador på de lagade ytorna varit säll-synta.

Sommaren 1961 utfördes av Flygförvaltningen ett större reparationsarbete enl. denna princip, var-vid samtidigt frågan om vidhäftningen mellan på-läggsbetongen och underlagsbetongen studerades något.

På grund av den korta tid, som stod till buds för detta arbetes (30 000 m²) utförande, måste i detta fall den tidsödande rengöringen av underlagsbeton-gen inskränkas till ett minimum och omfattade en-dast borttagning av helt lösa belägningsfragment samt renhuggning av de största märkena av avnött gummi som härrör från hjulen på landande plan. Som kompensation för att vidhäftningen med denna summariska rengöring måste bli sämre, än om ytan

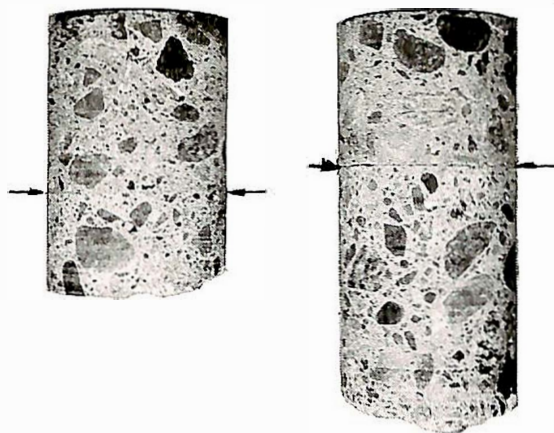


Fig. 2. Borrkärnor, uttagna ur betongbeläggning som försetts med nytt slitlager av betong. Den horisontella fogen markerad med pilar.

hade helt renhuggits, ökades tjockleken på påläggs-betongen från annars tillräckliga minimivärdet 3—4 cm till 8 cm. På grund av arbetsbandens mycket stora bredd, 715 cm, kunde vibrerande golvutläg-gare icke användas. Av kapacitetsskäl måste arbetet utföras med utläggningsmaskin. Det ansågs ej till-rådligt, med hänsyn till separationsrisken vid ifråga-varande hårda underlag och tunna pålägg, att an-vända bearbetningsmaskinens vibroutrustning, utan betongen utfördes med gjutkonsistens (sättnmätt 2,5—6 cm) och bearbetades av maskinens arbetsorgan med all vibroutrustning bortkopplad.

Cementhalten i betongen var 370 kg/m³, vct 0,58, lufthalten 5,6—8,0 % och böjdraghållfastheten 40—53 kg/cm². Inslamning av underlagsbetongen före-togs omedelbart före utläggningen. Inslamningsbru-cket utfördes av cement:sand (0—3 mm) i vikt-prop. 1 : 1 och med 25-procentig PVA-emulsion som blandningsvatten.

På försök utfördes några ytor med inslammings-bruk utan PVA-tillsats och med inslammningsbruket utbytt mot Epoxi-plastlösning.

I påläggsbetongen utfördes genom sågning tvär-fogar mitt över rörliga fogar i underlagsbetongen, c/c 25 m.

Resultatet av lagningsarbetet blev mycket gott och ytan blev praktiskt taget helt skadefri. Inga dragsprickor på grund av krympning och tempera-tursänkning uppkom, vilket är ett bevis för att vid-häftningen mellan påläggs- och underlagsbetong varit god.

För att undersöka vidhäftningens storlek vid de använda olika inslammningsmetoderna utborrades cylindriska provkroppar med diametern 15 cm ur beläggningen, varefter avskjuvning utfördes i fog-ytan mellan ny och gammal betong. Jfr. fig. 2.

Resultatet av denna provning har återgivits i tab. 1 och visade i stort sett följande:

1. För icke renknackade ytor var det praktiskt taget

Tab. 1. Skärhållfasthet i fog mellan påläggsbetong och betongbeläggning, bestämd på utborrade provkroppar, diam 15 cm.

Serie	Ytans rengöring	Inslamningsmedel	Mängd	Påläggsbet: s	Antal prov- kroppar	Skärhåll- fasthet mdt	Del av brott- ytan, liggan- de i under- betongen
				ung. tjocklek cm			
1	Borstning	Cem. bruk 1:3	3 l/m ²	8	4	12	0-5
2	"	D:o m. PVA-emul.	3 "	8	4	13	0-5
3 ¹	"	D:o m. "	3 "	8	4	12	0-60
4	"	Epoxi-plast	ca 0.3 kg/m ²	8	4	14	5-95
5	Huggning borstning	D:o	ca 0.3 "	2-4	4	29	20-85

¹ Lika med serie 2, men utfört på annan del av banan.

utan betydelse för vidhäftningen om underlagsbetongens yta behandlades med cementbruk innehållande PVA-plast eller icke eller om ytan behandlats med Epoxi-plast.

2. Brottytan låg, då cementbruk användes till inslamningen, till allra största delen just i inslamningsskiktet. För provkroppar från Epoxi-behandlade ytor låg brottytan genomsnittligt till lika stor del i underlagsbetongen som i påläggsbetongen.
3. Sistnämnda förhållande gällde även den renhuggna ytan, som behandlats med Epoxi-plast. Skärhållfastheten var i detta fall dubbelt så hög, vilket får tillskrivas icke bara att underlagsbetongens hållfasthet ökats, utan även påläggsbetongens (mindre tjocklek, effektivare bearbetning, högre cementhalt).

Slutsatsen av dessa provningsresultat måste således bli, att man med inslamning med rent cementbruk i detta fall fick en skärhållfasthet i fogen, som var i det närmaste like god som skärhållfastheten i påläggsbetongen och underlagsbetongen. Huruvida den uppnådda skärhållfastheten (12—14 kg/cm²) är tillräcklig för förbandets bestånd är en annan fråga, som endast tiden kan svara på.

4. Asfaltbeläggningar på cementstabiliserade bärlager.

Asfaltbeläggningar på cementstabiliserade bärlager har i Sverige utförts i stor utsträckning på flygfält. På vägarna har hittills utförts ett antal provsträckor, av vilka den äldsta nu är 6 år. Några viktigare uppgifter om provvägarnas uppbyggnad och nuvarande tillstånd har lämnats i tab. 2.

Tab. 2. Tillstånd hos provvägar med cementstabiliserat bärlager hösten 1961.

	Vå yrb			Sl agsta			Nynä svägen			Degeberga			T un
MAB	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3
GAb	3	6	3	3	6	3	6	6	6	6	6	6	3
CS	10	10	15	10	10	15	15	15	15	15	15	20	15
Först. l.	20	15	15	20	15	15				15			
Basmat. till cem. stab. (CS)	Sandig grovmo						Sandig grovmo			Mellansand			Grusig sand
Cementhalt, vikt-%	6.8 ± 2.3			6.7 ± 1.2			6.3	7.8	9.4	6.8 — 8.2			7 — 8
σ ₇ v. tillv., kg/cm ²	8.4 ± 1.1			8.7 ± 2.5 (≈ 50 ± 10)			9	14	29	20 ± 5.5			33 ± 13
σ _{Cyl} v. obs. tillf. kg/cm ²				110	33 ± 5		80 ± 13	102 ± 17	130 ± 22	80 ± 27			114 ± 22
Traf. int. fordon/dygn	≈ 9000			≈ 9000			≈ 1100			≈ 1000			≈ 140
Trafik. tid. v. obs. tillf.	1/2 mån	1/2 mån	13 mån	3 1/2 år	3 1/2 år	3 1/2 år	6 år			5 år			2 1/2 år
Skador på belägg.	Svåra krakel, huvudsakligen i hjulspåren			Delvis längsgående sprickor i ena hjulspåret		Delvis krakel i hjulspåret	Skadefri	Skadefri	Skadefri	Skadefri	Skadefri	Skadefri	Skadefri
Skador i bärlager	Krossning			Ytkrossning till ett djup av:			Ytkrossning till ett djup av:			Skadefri	Skadefri	Skadefri	Skadefri
				10 mm	6 mm	20 mm	18 mm	4 mm	6 mm				

De asfaltbeläggningar, som utförts på de cementstabiliserade bärlagren på svenska flygfält och vägar har haft tjocklekar mellan 3 och 8 cm och som regel bestått av ett tunt slitlager av asfaltbetong och ett bindlager av grövre grusasfaltbetong eller massabunden makadam.

Som tidigare nämnts, är det vid valet av beläggningar på cementbundna bärlager i allmänhet mer en fråga om beständighet än om bärighet och detta gäller i särskilt hög grad kombinationen asfaltbeläggning-cementstabiliserat bärlager. Det är härvidlag fråga icke bara om beläggningsens beständighet utan även om bärlagrets. Beläggningsen och bärlagret skall ömsesidigt skydda varandra mot trafikens och klimatets påverkan — de skall med andra ord *tillsammans* bilda ett *beständigt konstruktionselement*.

Sammanfattningsvis skulle man kunna uppställa följande villkor för att en överbyggnadskonstruktion av ifrågavarande slag skulle kunna anses såväl *beständig* som *bärig*.

1. Beläggningsen skall med den ena eller andra åtgärden skyddas så att de genomgående självsprickor, som praktiskt taget alltid tycks uppkomma i det cementstabiliserade bärlagret, icke gå upp genom beläggningsen.
2. Bärlagrets yta skall av beläggningsen skyddas mot de samverkande påkänningarna från trafik, frost och vägsalt.
3. Bärlagrets tjocklek och läge i konstruktionen skall väljas så att bärlagret förmår ge beläggningsen erforderligt skydd mot trafikspänningsarna, samtidigt som spänningarna i materialen under bärlagret hållas på en acceptabel nivå.

Det kan alltid diskuteras, om det förstnämnda villkoret — beläggningsens sprickfrihet — behöver vara absolut. Att en hårfin självspricka uppstår i ett cementstabiliserat bärlager är i och för sig icke något tecken på begynnande sönderfall. Självsprickornas uppkomst är inget annat än detta förhållandevis styva bärlagers eget sätt att ordna de rörelsefogar, som vi helst vill undvika att utföra i bärlagret på konstlad väg. Däremot kan man inte bestrida, att en spricka, som letar sig upp genom beläggningsen från bärlagret så småningom — särskilt om den får avsevärd vidd — skulle kunna bli inkörsporten för skadeverkningsarna både på beläggningsen och på bärlagret självt, i första hand genom inverkan av vatten, som tränger ned i sprickan. Sådana skador har visserligen aldrig observerats i vårt land, men våra erfarenheter av utförda cementstabiliseringar är ännu ej äldre än högst 6—8 år. Hårtill kommer en psykologisk faktor: Så länge som konstruktioner av denna typ får synliga själv-

sprickor, så länge kommer sprickorna att ligga konstruktionen i fatet och hämma dess användning.

Mycket talar således för att man när det gäller vägarna bör inrikta sig på att eliminera eller så mycket som möjligt nedtona sprickbildningen vid denna konstruktionstyp.

Det radikalaste medlet att åstadkomma frihet från självsprickor vore att modifiera de tekniska egenskaper hos det cementstabiliserade bärlagermaterialet, av vilka sprickbildningen beror. Man skulle med andra ord i första hand försöka öka det cementstabiliserade materialets tøjbarhet. Försök i den riktningen har gjorts i England, där man provat tillsatser av asfaltemulsion till det cementstabiliserade materialet.

Andra provade åtgärder har tagit sikte på att åstadkomma tätare sprickfördelning i bärlagret, varigenom de enskilda sprickornas vidder blir mindre och därmed även riskerna för att sprickorna skall gå upp genom beläggningsen. Det är väl närmast hit man får räkna den välkända regeln för cementstabiliseringsarbeten som säger, att man bör hålla ned cementhalten så mycket som möjligt. Man har härigenom menat sig åstadkomma betingelser för mindre avstånd mellan sprickorna. Något bevis att detta är riktigt inom cementhaltsintervallet för normala cementstabiliseringar har emellertid veterligt ännu ej förebragts.

Både i England och Finland har man gjort försök att genom inläggning av sprickarmering i det cementstabiliserade lagret hålla samman uppkomna självsprickor. Metoden har enligt preliminära engelska uppgifter givit en tydlig minskning av sprickvidderna.

Man har vidare försökt skydda sig mot den påtvingade sprickbildningen i beläggningsen genom att göra denna själv mindre sprickbenägen. Man har i den avsikten tillsatt gummi till bindemedlet i beläggningsmassan, en åtgärd som enligt uppgift medfört minskat antal synliga sprickor. — En annan närbesläktad åtgärd — och det är nog den hittills vanligaste och säkraste av alla sprickbegränsande åtgärder — är att välja beläggningsen så tjock, att dragkraften från de kontraherande bärlagerpartierna på bågiga sidor om sprickan icke förmår dra upp sprickan genom beläggningsen. — Ytterligare en annan åtgärd av beläggningssteknisk art är att utföra beläggningsen i minst två lager med längsta möjliga tidsintervall, helst en eller flera vintrar, mellan läggningstillfällena, en arbetsmetod som i varje fall i Sverige ofta används för andra överbyggnadskonstruktioner och av andra skäl. Den sprickviddsbegränsande verkan av ett dylikt «intermittent» byggnadssätt beror på det förhållandet, att sprickviddsökningen till följd av temperatur-

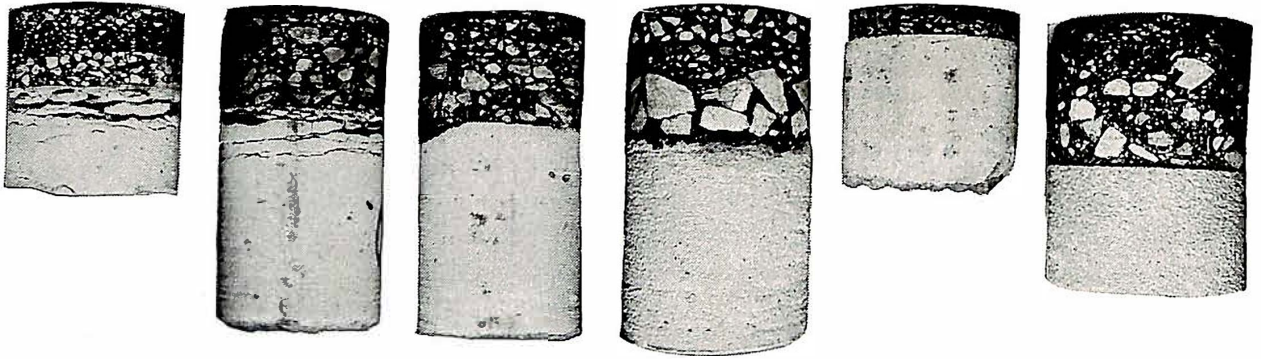


Fig. 3. Borrkärnor uttagna från provvägar med cementstabiliserade bärlager, med och utan ytskador under beläggningen (jfr. tab. 2). Södertäljevägen (Slagsta), Nynäshamnsvägen, D:o, Degebergavägen, Tunvägen, Kristianstadsvägen.

sänkning torde vara betydligt större första vintern än följande. Ett belägningslager, som läggs på efter första vinterns relativt stora sprickviddsökning, blir således utsatt för mindre sprickbildande krafter.

De svenska erfarenheterna av möjligheterna att undgå den icke önskvärda sprickbildningen i asfaltbeläggningen inskränker sig i stort sett till frågan om hur tjock man skall behöva göra denna för att sprickorna i bärlagret inte skall gå igenom.

På flera svenska flygfält har sprickbildning i beläggningen ännu flera år efter utförandet inte kunnat iakttagas, trots att beläggningen endast utgjorts av ett 3 cm tjockt slitlager av asfaltbetong. I de flesta fall har emellertid sprickorna slagit igenom så pass tunna beläggningar redan under första året. Då beläggningarna däremot utförts i två skikt med ett 3 cm tjockt bindlager av grusasfaltbetong och ett 3 cm:s slitlager av asfaltbetong har genomgående sprickor icke i något fall kunnat observeras. På de svenska provvägarna har i stort sett samma iakttagelser kunnat göras. Då beläggningen uppbyggts av två lager med en sammanlagd tjocklek av 5—6 cm eller mer, har självsprickor endast i undantagsfall uppträtt i ytan, och då ha de i regel kunnat förklaras av att en dygnsfog funnits i bärlagret mitt under sprickan. Genomgående sprickor på grund av dygnsfogar i bärlagret bör man i fortsättningen kunna undvika genom att t. ex. lägga in en kort kontinuitetsarmering genom bärlagerfogen.

Vikten av det andra av de förutnämnda beständighets- och bärighetsvillkoren: att bärlagerytan på vägen måste skyddas mot skadegörelse från trafiken och från frost och salt har särskilt understrukits av vissa undersökningar av tillståndet hos de äldsta svenska provvägarna, som utförts av väg-institutet hösten 1961. Denna undersökning har omfattat registrering av ev. förekommande sprickbildning och krakelering hos beläggningen, provbelastningsförsök på vägytan och på ytan närmast under beläggning och bärlager efter håltagning i över-

byggnaden samt slutligen uttagning av borrkärnor och bestämning av det cementstabiliserade materialets tryckhållfasthet.

De uttagna borrproven visade, att det cementstabiliserade bärlagrets yta under slitlagret hos två av provvägarna (på Södertäljevägen vid Slagsta och på Nynäshamnsvägen) hade skador (jfr tab. 2). Hos en del av borrkärnorna från dessa två provvägar hade materialet i ett ytlager med varierande tjocklek upp till högst 20 mm skivats upp i nära nog lövtunna skikt, som delvis krossats. Under detta uppskivade lager var materialet fast och bundet på normalt sätt. Ingen av borrkärnorna från de övriga undersökta provsträckorna uppvisade sådana skadade ytskikt, jfr fig. 3. Icke på någon av de ytor, där bärlagret var skadat i ytan, hade vid observationstillfället skador i beläggningen uppkommit av denna orsak.

Ett flertal mer eller mindre plausibla orsaker kan framdragas som förklaring till att dessa ytskador uppkommit på vissa provsträckor, men icke på andra. Bägge provvägarna med skadade bärlager hör till de allra första cementstabiliseringsarbeten som utfördes i Sverige med därav följande ofullkomligheter i arbetstekniken. Bl. a. synes ett ganska omfattande slutjusteringsarbete med hyvlar ha förekommit på bägge dessa provvägar, vilket givetvis — om det pågår alltför länge — kan nedsätta ytskiktets hållfasthet. På provsträckorna på Nynäshamnsvägen förekom enl. uppgift på ytan delvis obundet material, som sopades bort innan beläggningen utfördes. Om detta dåligt bundna material genom förbiseende ej blivit bortsopat på varje del av provytan kan detta givetvis i hög grad ha bidragit till skadornas uppkomst. Denna provväg utfördes sent på hösten vid så låg temperatur att den — utan att först ha försetts med asfaltmembran — måste täckas med halm för att bindningen ej helt skulle avstanna. Två veckor efter bärlagerarbetets avslutande, belades den, troligen utan klistring, och efter ytterligare någon vecka släpptes trafiken in.

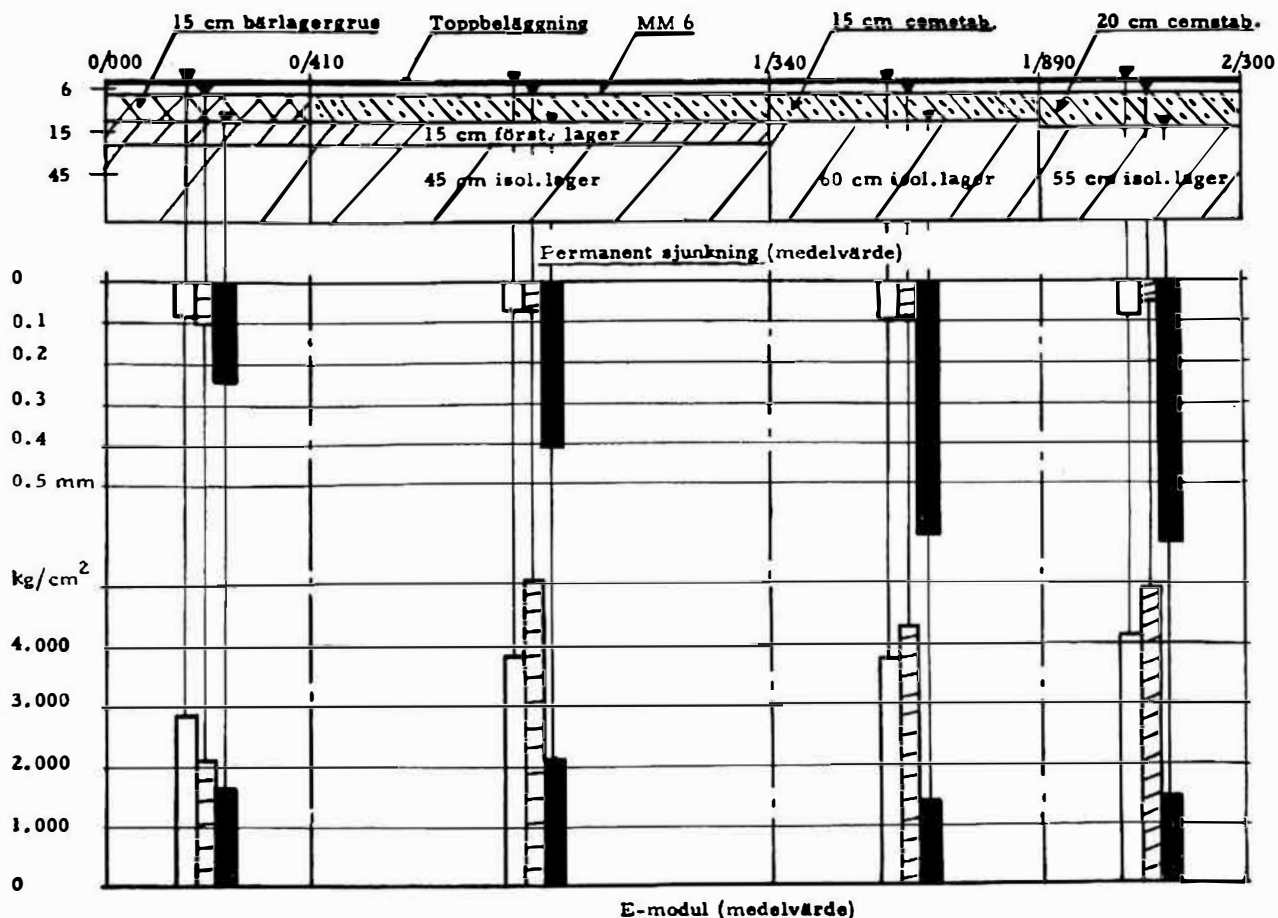


Fig. 4. Bärighetsprovning på Degebergavägen (ålder 5 år), plattdiam 28 cm, belastning 5 ton. Medelmodulen och permanenta deformationen för underliggande konstruktion vid belastning på olika lager i överbyggnaden.

Allt detta kan givetvis ha bidragit till att ytkvaliteten blivit låg. Hos den andra provvägen med bärlagerskador — den vid Slagsta — torde huvudorsaken till skadornas uppkomst utan tvivel vara den låga kvalitet, som det cementstabiliserade materialet fick på denna provväg.

Man kan emellertid icke i något av dessa två fall utesluta möjligheten att salthaltigt vatten trängt genom beläggningen och vid upprepade nedfrysningar och upptiningar påskyndat upplösningen av bärlagrets ytskikt. — Den vid Degebergaprovvägen använda konstruktionen med ett öppet bindlager (MM6), som sidledes avdränerar det mer eller mindre salthaltiga vatten, som vinter och vår tränger genom slitlagret, erbjuder ur denna synpunkt större säkerhet. Härtill kommer att i detta fall den till mellanlagrets indränkning använda asfalten till en del runnit ned på bärlagrets yta och täckt denna med en skyddande asfalthus. — Täckning med en väl tilltagen mängd asfalt torde vara det effektivaste och billigaste sätt, som nu står till buds, att skydda bärlagerytan mot skador, direkt eller indirekt förorsakade av vatten. Vid bindlager av den indränkta typen uppnår man den önskvärda asfalttäckningen av ytan lättast genom att öka binde-

medelsmängden något. Om man som bindlager däremot använder en blandningsbeläggning, bör man utföra en speciell, riktig klstring av ytan före slitlagrets läggning.

Vad slutligen gäller det inledningsvis nämnda tredje villkoret, att det cementstabiliserande bärlagrets tjocklek och läge i konstruktionen skal väljas så att konstruktionen får tillräcklig bärighet, förefaller detta — att döma av erfarenheterna från såväl provvägar som flygfält — att vara förhållandevis lätt att uppfylla, förutsatt givetvis att kvaliteten hos det utförda cementstabiliserade bärlagret blir den avsedda.

Endast i ett fall, nämligen på provsträckorna på Södertäljevägen vid Vårby och Slagsta har skador uppkommit i beläggningen på grund av bristande bärighet. Den helt dominerande orsaken till det dåliga bärighetsresultatet torde vara den förut omnämnda bristande materialkvaliteten hos det cementstabiliserade bärlagret i detta fall i förening med den mycket tunga och intensiva trafiken.

Övriga provbelastade vägar och flygfält med cementstabiliserade bärlager ha uppvisat mycket goda bärighetsvärden, (jfr. fig. 4 och 5).

Sammanfattningsvis skulle man kunna säga, att

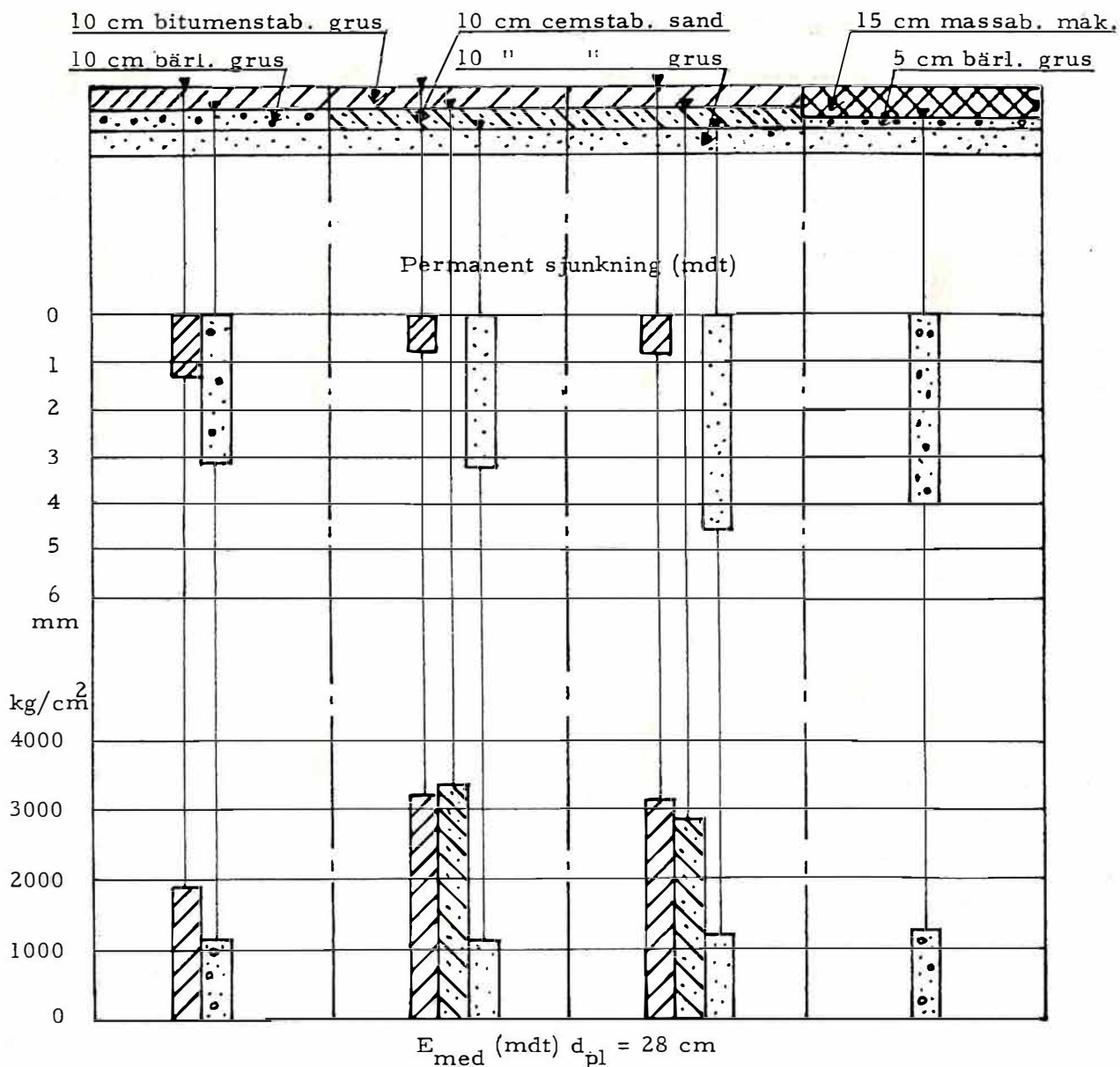


Fig. 5. Bärighetsprovning på Kristianstadsvägen omedelbart efter utförandet, plattdiam 28 cm, belastning 5 ton. Medelmodulen och permanenta deformationen för underliggande konstruktion vid belastning på olika lager i överbyggnaden.

de hittills erhållna arbets- och provningsresultaten från såväl flygfält som provvägar i stort sett har givit ett positivt besked om möjligheterna att även i det nordiska klimatet använda överbyggnadskonstruktioner med kombinationen asfaltbeläggning — cementstabiliserat bärlager. Skador har visserligen förekommit på ett par av de tidigast utförda provvägarna, men troliga orsaker till dessa skador ha ej varit svåra att finna och mycket talar för att liknande skador borde kunna undvikas i fortsättningen.

Denna redogörelse skall avslutas med ett förslag till riktlinjer för dimensionering av överbyggnader utförda med asfaltbeläggningar på cementstabiliserade bärlager vid olika trafikmängder. Förslaget (tab. 3) grundar sig på de hittills vunna svenska

erfarenheterna på detta område, samtidigt som det försöker att i sprickbegränsande syfte tillgodogöra sig de traditionella svenska vägbyggnadsmetoderna med en lagervis och avsiktligt tidsfördröjd uppbyggnad av asfaltbeläggningarna.

I förslaget har beständighetskravet tillgodosetts på så vis att ett mellanlager (bindlager) alltid inlagts mellan bärlagret och det slutliga slitlagret. Mellanlagret har utförts så att det under normala förhållanden skall kunna trafikeras under i varje fall en vinter innan det slutliga slitlagret utföres. Härigenom torde man i de allra flesta fall kunna förvänta sig ett slitlager utan genomgående sprickor. För de tjockare mellanlager som föreslagits vid större trafikmängd kan man alternativt utföra slitlagret redan under första året, utan alltför stora

Tab. 3. Förslag till överbyggnadstyper med cementstabiliserade bärlager.

Beräkn. traf. mängd enl. VoV Anv.		Överbyggnad				
Antal fordon/d	Dimens. tab.			Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
		<250	3	2:a året el. senare	Ab 60 ¹ Ab 40-50	
		1:a året	15 CS			
		Först.- & isol. lager enl. VoV Anv.				
250-1000	4 A	1:a året el. senare	Ab 50-60 IM4t	Ab 50-60 AM80-100	Ab 50-60 Ab80-100	
		1:a året	15 CS	15 CS	15 CS	
		se ovan				
>1000	4 B	1:a året el. senare	Ab 50-60 MM6/60	Ab 50-60 AM 120	Ab 50-60 Ab80-120	
		1:a året	20-15 CS	20-15 CS	20-15 CS	
		se ovan				
	(M)	1:a året el. senare	Ab 80 MM10/60	Ab 80 Ab80-100	Ab 80 10 AG	
		1:a året	20 CS	15 CS		
		se ovan				

¹. Beteckningar: Ab60 = Tät asfaltbetong, 60 kg/m², 15 CS = Cementstabilisering, tjockl. 15 cm, IM4t = Tätad indränkt mak., tjockl. 4 cm, Ab80 = Öppen asfaltbetong, MM6/60 = Massabunden mak. med 60 kg massapr m och tjockl. 6 cm, AG = Asfaltstab. grus, AM = Asfalterad makadam.

risker för genomgående självsprickor. — Som mellanlager har i första hand föreslagits öppna beläggningar av typen indränkt eller massabunden makadam eller typen verkblandad asfalterad makadam. Den goda vattenavledande förmågan hos dessa beläggningstyper skal i förening med en riklig asfaltmängd vid mellanlagrets indränkning resp. klistring ge garantier mot skador på bärlagerytan på grund

av angrepp av frost och salt. — Ytterligare ett skäl som talar för mellanlager av just den öppna typen är att trafiken lättare torde kunna åstadkomma självvläkning av sprickorna genom sin knådningsverkan om lagret är öppet än om det är tätt.

Slutligen har bärighetskravet tillgodosetts i förslaget genom att såväl mellanlagrets som bärlagrets tjocklek ökats successivt med trafikmängden.

Lengden av offentlige vegger pr 31. desember 1962

Fylke	Riks- veger km	Fylkes- veger km	Sum hovedveger km	Bygde- veger km	Sum ^{31/12} 1962 km	Sum ^{31/12} 1961 km
Østfold	538,5	384,5	923,0	1 166,3	2 089,3	2 080,7*
Akershus	662,6	528,1	1 190,7	1 057,4	2 248,1	2 223,5
Hedmark	1 350,4	645,5	1 995,9	2 598,2	4 594,1	4 512,9
Oppland	1 341,7	378,7	1 720,4	1 887,1	3 607,5	3 535,9
Buskerud	854,3	314,5	1 168,8	1 192,8	2 361,6	2 341,8
Vestfold	412,0	500,3	912,3	707,3	1 619,6	1 611,4
Telemark	866,0	308,5	1 174,5	1 454,1	2 628,6	2 599,2
Aust-Agder	670,3	304,5	974,8	1 108,1	2 082,9	2 046,1
Vest-Agder	605,1	670,4	1 275,5	1 406,0	2 681,5	2 658,6
Rogaland	667,5	529,5	1 197,0	1 729,2	2 926,2	2 886,8*
Hordaland	941,0	736,2	1 677,2	2 127,8	3 805,0	3 754,7
Sogn og Fjordane	999,3	459,2	1 458,5	1 479,9	2 938,4	2 900,3
Møre og Romsdal	1 158,0	620,0	1 778,0	2 390,0	4 168,0	4 148,7
Sør-Trøndelag	819,8	341,0	1 160,8	1 815,3	2 976,1	2 939,1
Nord-Trøndelag	1 108,7	379,4	1 488,1	2 062,8	3 550,9	3 515,6
Nordland	1 480,6	916,6	2 397,2	1 907,7	4 304,9	4 217,2
Troms	990,6	618,0	1 608,6	1 078,8	2 687,4	2 638,4
Finnmark	1 184,9	377,0	1 561,9	392,1	1 954,0	1 954,0
Hele landet	16 651,3	9 011,9	25 663,2	27 560,9	53 224,1	
Hele landet pr ^{31/12} 1961	16 615,1	8 734,2	25 349,3	27 215,6		52 564,9*
Tilvekst	36,2	277,7	313,9	345,3	659,2	

*) Tallene pr. 31/12-61 er korrigeret p.g.a. kontrollmålinger i Østfold og Rogaland.

Lengden av faste vegdekker

Tabell 1. Lengden av faste dekker på offentlige vegger pr 31. desember 1962, fylkesvis fordelt.

Fylke	a Riksveg km	b Fylkesveg km	c = a + b Hovedveg km	d Bygdeveg km	e = c + d I alt pr 31. des. 1962 km	f I alt pr 31. des. 1961 km
Østfold	265,23	151,36	416,59	14,74	431,33	417,44
Akershus	325,99	123,31	449,30	173,60	622,90	615,40
Hedmark	205,57	10,78	216,35	3,40	219,75	200,81
Oppland	280,10	10,81	290,91	6,88	297,79	298,01
Buskerud	267,69	29,48	297,17	32,33	329,50	305,96
Vestfold	303,87	162,84	466,71	221,04	687,75	670,61
Telemark	244,25	33,16	277,41	15,97	293,38	262,22
Aust-Agder	121,49	22,45	143,94	15,40	159,34	145,92
Vest-Agder	203,10	21,68	224,78	10,92	235,70	217,86
Rogaland	195,40	67,30	262,70	55,20	317,90	298,10
Hordaland	233,13	33,27	266,40	78,66	345,06	326,49
Sogn og Fjordane	130,37	1,60	131,97	23,30	155,27	136,45
Møre og Romsdal	131,18	1,60	132,78	1,18	133,96	110,20
Sør-Trøndelag	129,70	16,19	145,89	22,52	168,41	149,88
Nord-Trøndelag	143,78	0,47	144,25	2,58	146,83	131,37
Nordland	51,26	—	51,26	0,82	52,08	42,65
Troms	25,60	0,20	25,80	0,40	26,20	20,60
Finnmark	23,33	1,32	24,65	—	24,65	19,58
Hele landet	3 281,04	687,82	3 968,86	678,94	4 647,80	
Hele landet pr 31. desember 1961 ..	3 079,09	654,47	3 733,56	635,99		4 369,55
Tilvekst	201,95	33,35	235,30	42,95	278,25	

Tabell 1. Lengden av faste dekker på offentlige vegger pr 31. desember 1962, fordelt på dekketype.

Vegdekke	a	b	c = a + b	d	e = c + d	f
	Riksveger	Fylkesveger	Hovedveger	Bygdeveger	Faste dekker i alt pr 31. des. 1962	Faste dekker i alt pr 31. des. 1961
	km	km	km	km	km	km
Gatestein	47,51	17,24	64,75	0,50	65,25	70,65
Cementbetong	64,61	15,20	79,81	4,42	84,23	86,69
Asfaltdekke på gatestein eller betong uten mellomliggende bærelag	70,48	1,29	71,77	1,18	72,95	67,64
Asfaltdekke på underlag av bituminert materiale	721,48	123,49	844,97	126,62	971,59	908,97
Enkel overflatebehandling som slitelag på varmblandet asfaltdekke	5,68	0,55	6,23	5,83	12,06	14,40
Asfaltdekke på grusunderlag	2 131,26	443,80	2 575,06	445,81	3 020,87	2 791,45
Dobbelt overflatebehandling på grus- underlag	168,05	38,17	206,22	43,61	249,83	256,74
Andre dekketyper	71,97	48,08	120,05	50,97	171,02	173,01
Faste dekker i alt	3 281,04	687,82	3 968,86	678,94	4 647,80	
Faste dekker i alt pr 31. des. 1961	3 079,09	654,47	3 733,56	635,99		4 369,55

Tabell 3. Faste dekker på riksvegene pr 31. desember 1962, fordelt på vegdekke og fylke.

Fylke	Gate- stein	Cement- betong	Asfalt- dekke på gatestein eller betong	Asfalt- dekke på underlag av bitum- inert materiale	Enkel overflate- behand. som slite- lag på varmbl. asfalt- dekke	Asfalt- dekke på grus- underlag	Dobbelt overflate- behand. på grus- underlag	Andre typer	Alle dekker pr 31. des. 1962
	km	km	km	km	km	km	km	km	km
Østfold	23,87	5,45	27,13	80,90	—	127,88	—	—	265,23
Akershus	—	11,67	27,13	113,36	—	172,13	—	1,70	325,99
Hedmark	—	—	—	72,91	—	131,85	0,81	—	205,57
Oppland	—	0,50	0,10	101,22	3,21	162,39	7,77	4,91	280,10
Buskerud	10,88	8,25	6,50	—	—	210,73	13,45	17,88	267,69
Vestfold	10,11	34,67	—	—	—	176,06	65,31	17,72	303,87
Telemark	1,18	2,76	—	37,30	—	203,01	—	—	244,25
Aust-Agder	—	—	1,38	20,88	—	99,23	—	—	121,49
Vest-Agder	—	—	8,01	62,05	1,35	113,29	—	18,40	203,10
Rogaland	0,50	0,70	—	80,40	—	113,80	—	—	195,40
Hordaland	0,30	—	—	5,47	—	145,34	79,67	2,35	233,13
Sogn og Fjordane	0,67	—	—	13,52	—	110,08	1,04	5,06	130,37
Møre og Romsdal	—	—	—	24,84	1,12	101,27	—	3,95	131,18
Sør-Trøndelag	—	0,61	0,23	89,27	—	39,59	—	—	129,70
Nord-Trøndelag	—	—	—	19,36	—	124,42	—	—	143,78
Nordland	—	—	—	—	—	51,26	—	—	51,26
Troms	—	—	—	—	—	25,60	—	—	25,60
Finnmark	—	—	—	—	—	23,33	—	—	23,33
Hele landet	47,51	64,61	70,48	721,48	5,68	2 131,26	168,05	71,97	3 281,04
Hele landet pr. 31. des. 1962	52,36	67,07	64,90	666,53	8,02	1 971,29	174,96	73,96	3 079,09

Valg av vegklasse fra kapasitetsmessig og økonomisk synspunkt

Cand oecon. Rolv Slettemark

Transportøkonomisk Utvalg

DK 656.1.003.1

1. Vegklasser, kapasitet og trafikkhastighet.

I de nye vegnormaler som nå utarbeides, regnes det med 3 hovedinndelinger av veger, 4-feltveg, 2-feltveg og 1-feltveg med møteplasser. 4-feltvegen kan gis to alternative utforminger, den ene motorvegstandard (vegklasse IA med midtdeler) og den andre vanlig standard for 4-feltveg (vegklasse IB uten midtdeler). 2-feltvegene kan gis tre alternative utforminger, hvorav den høyeste standard (IIA) har motorvegstandard og er tenkt som en foreløpig utforming for senere

overgang til 4-felt motorveg (IA). De to andre typer 2-feltveger (IIB og IIC) skiller seg hovedsakelig fra hverandre m.h.t. kjørebane-bredde og bankettbredde. 1-feltvegen tenkes gitt bare én utforming, kjørebane-bredde 3,5 m, men med forskjellig bankettbredde. Det vises til tabell 1 for nærmere detaljer.

De oppgaver over kapasitet som er angitt i tabellen, er noe lavere enn dem man vil ha ved ideell utforming av vedkommende vegklasse. En regner for eksempel at hvis en 2-feltveg gis ideell utforming, dvs. at den

Tabell 1. Vegklasser, kapasitet og hastighet.

	Vegklasser					
	1-feltveg	2-feltveger			4-feltveger	
	III	IIC	IIB	IIA	IB	IA
Kjørebanebredde, m	3,5	6,0	7,0	7,5	14,0	2 × 7,5
Bankettbredde, m	0,5 (0,25)	0,5 (0,25)	1,50 (0,75)	3,0 (1,5)	2,5 (1,5)	3,5 (1,5)
<i>Kapasitet, lette biler pr time</i>						
Mulig	300	900	1450	1800	1800*	1900*
Praktisk	130	400	650	800	800*	850*
<i>Største trafikkmengde, lette biler</i>						
I 30. høyeste time	245	720	1170	1520	4560	5100
Tilsvarende årsdøgntrafikk (ADT)	1175	4800	7800	10 130	30 000	34 000
30. høyeste time i % av ADT	20	15(20)	15	15	15	15
<i>Kjøreforhold ved maksimal ADT</i>						
(30. høyeste time dividert på prakt. kap. ca) ..	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9
<i>Trafikkhastighet ved frie kjøreforhold km/t</i>						
Lette biler	40	50	65	75	75	75
Tunge biler	40	45	60	60	60	60
<i>Trafikkhastighet ved største årsdøgntrafikk, km/t</i>						
Lette biler	35	45	55	70		
Tunge biler	35	40	50	60		

* Pr kjørefelt.

overalt får siktlengder over 500 m, ingen skadelige stigninger, ingen kryssende trafikk osv., så vil 2-feltvegen ha en mulig kapasitet på 2000 lette biler pr time. I tabell 1 er det angitt mulig kapasitet på 1800 lette biler pr time for vegklasse IIA og lavere tall for de øvrige. En må nemlig regne med at når vegene skal føres frem gjennom vanlig terreng, vil en ideell utforming bli uforholdsmessig dyr, slik at vegene må bygges med sikthindrede partier, horisontalkurvatur, stigninger osv. Også de oppgaver over trafikkhastighet som er angitt i tabellen er lavere enn dem man har ved ideell utforming.

Når en ny veg skal bygges, er det vanlig å regne at den må dimensjoneres slik at den har kapasitet nok til å avvikle den forventede trafikkmengde over en 20-års periode. Kjøreforholdet i dette år (trafikkmengde i 30. høyeste time dividert på praktisk kapasitet) må ikke overstige ca 2,0. Hensynet til rasjonell anleggsdrift m.v. tilsier at vegene må gis kapasitet for et forholdsvis langt tidsrom, slik at man ikke behøver utbedre den til stadighet etter som trafikkmengden øker. Dette kravet at en veg skal bygges med tilstrekkelig kapasitet for 20 år, er naturlig å ta som utgangspunkt også ved en økonomisk vurdering, men ved en slik vurdering må dessuten andre synspunkter bringes inn. Det er også mulig at det i visse tilfelle ville være økonomisk riktig å dimensjonere vegene for et kortere tidsrom enn 20 år, men dette tas ikke opp til vurdering her.

2. Økonomisk vurdering av vegklassene.

2.1 Generelt om prinsippet.

Ved en rentabilitetsberegning av et vegprosjekt inngår på den ene siden det investeringsbeløp som går med til å utbedre en veg, og på den andre siden besparelse i kjørekostnader og vedlikeholdskostnader i fremtiden. Besparelsene blir i kalkylen avgrenset til et tidsrom av 20 år, og det blir derfor gjort en ubetydelig reduksjon i investeringsbeløpet for å bringe inn at en del av vegene har lenger levetid enn 20 år. Dette korrigerede investeringsbeløp kalles kapitalkostnad. Det vises til [1] kap. 6 for nærmere enkeltheter. Som mål på forrentning brukes investeringens interne rentefot. Den interne rentefot er den rentefot som gjør nåverdien av kostnadsbesparelsene lik kapital-kostnaden.

Det vurderingsprinsipp som er nevnt, er generelt, og kan anvendes på enhver form for vegforbedring, også på overgang fra en vegklasse til en annen. Om en har besluttet å bygge en ny veg mellom to steder, blir utgangspunktet å bestemme den laveste vegklasse som har kapasitet nok til å avvikle trafikken tilfredsstillende over en 20-års periode. Velges en høyere vegklasse vil vegene bli dyrere å bygge. Til gjengjeld vil

en oppnå kostnadsbesparelsen ved trafikkavviklingen i fremtiden. Merbeløpet i kapitalkostnad ved å bygge vegene etter den høyere vegklasse, relateres til kostnadsbesparelsene og intern rentefot kan beregnes.

For en veg av en viss standard vil det, ettersom trafikkmengden øker, være aktuelt å vurdere om en bør bygge den om til en høyere vegklasse. Fra et økonomisk synspunkt kan det være riktig å ombygge den f.eks. 5 eller 10 år før det av kapasitetshensyn er nødvendig. Det avhenger av kapitalkostnaden ved ombyggingen på den ene side, og av kravet til forrentning på den andre. Det blir følgelig nødvendig å utføre rentabilitetsberegninger der kostnadsbesparelsene for trafikken varer i n år, hvor $1 < n < 20$ og ikke i 20 år som ved vanlige beregninger. Den kapitalkostnad som inngår i kalkylen er her den mer-kostnad som det er å bygge ut vegene i dag, fremfor å bygge den ut når det er nødvendig av hensyn til kapasiteten. Både når det gjelder bygging av en ny veg og utbedring av en gammel, er det altså merkostnaden ved å bygge den høyere vegklasse som relateres til kostnadsbesparelsene for trafikken i fremtiden. [2]

2.2 Nærmere om beregningsmåten.

De overganger som er vurdert økonomisk er følgende:

Basis- alternativ	Overgang til
III	IIC
IIC	IIB
IIB	IB
IIA	IA

Overgang fra IIB til IIA er ikke beregnet, og heller ikke overgang fra IB til IA. Dette henger sammen med at både IIA og IA har motorvegstandard, og de har derfor vanligvis som funksjon å skaffe rask forbindelse mellom steder som ligger forholdsvis langt fra hverandre, mens IIB og IB også betjener lokaltrafikk (se avsn. 1).

Trafikkprognosen som er anvendt, er basert på at trafikken av lette biler vil bli 5 ganger så stor om 20 år, mens trafikken av tunge biler vil bli 2,5 ganger så stor. Tabell 1 samt de oppgaver over driftskostnader, tidskostnader og vedlikeholdskostnader som er gitt i [1] gir i hovedsaken utgangspunkt for en rentabilitetsberegning av de ulike overganger. For 1-felt vegene er det forutsatt driftskostnader som ligger 5 prosent høyere enn driftskostnadene på 2-felt grusveg ved normale kjøreforhold. Dette henger sammen med at kjøringen på 1-feltvegen er mer kostbar på grunn av hastighetsvariasjon ved møter. Ved hemmede kjøre-

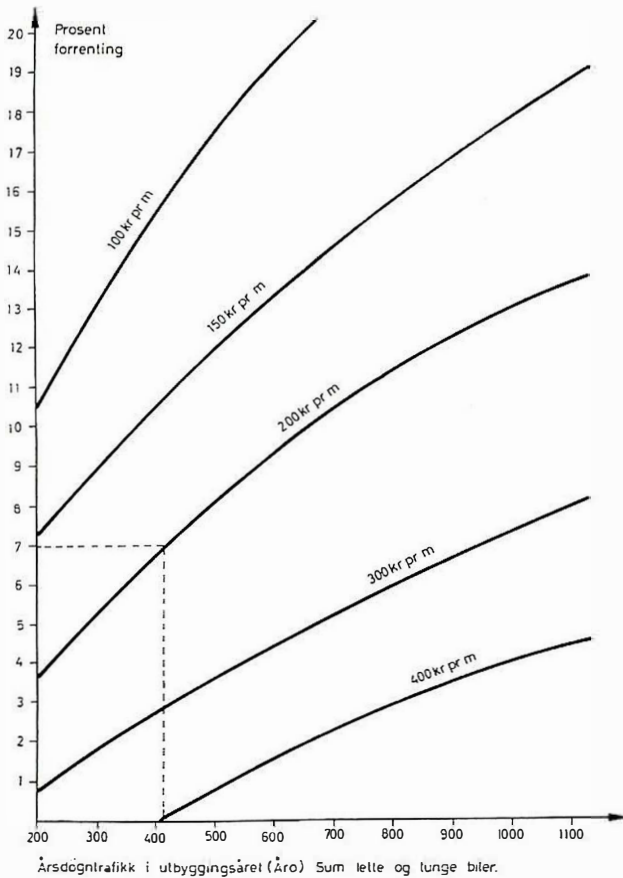


Fig. 1. Rentabiliteten ved overgang fra 1-feltveg til 2-feltveg (III—II C). Nivålinjene angir merkostnad ved bygging av 2-feltvegen (II C) i kr pr m.

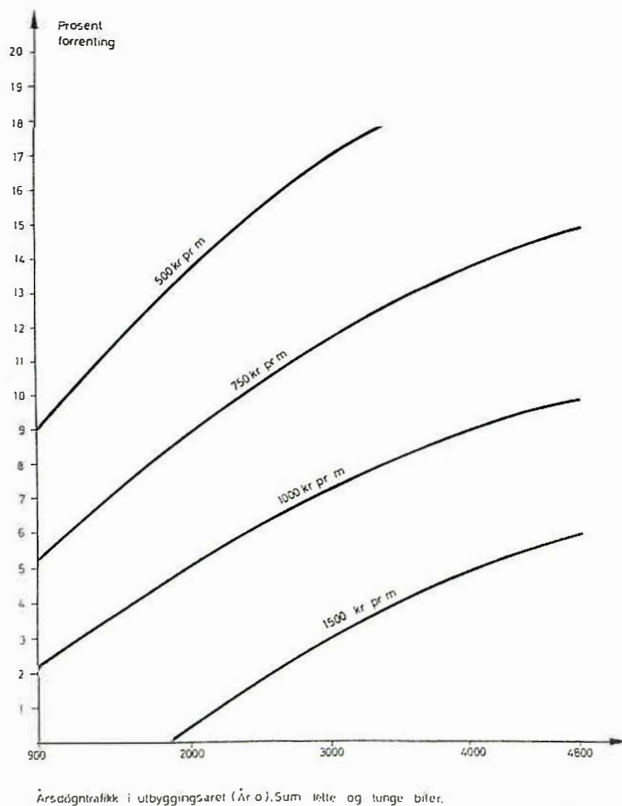


Fig. 2. Rentabiliteten ved overgang fra lav til høy standard på 2-feltveg (II C—II B). Nivålinjene angir merkostnad ved bygging av 2-feltveg med høy standard (II B).

forhold på 1-feltveg er det forutsatt driftskostnader som ligger 10 prosent over tilsvarende kostnader på 2-felt grusveg. (Jfr. [1] tabell 4:8 e og 4:8 f).

3. Kommentar til rentabilitetsberegningen.

3.1 Tolkning og anvendelsesområde.

Figurene 1-4 viser resultatene av rentabilitetsberegningen for de ulike overganger. For å gjøre beregningen mest mulig anvendelig, er det regnet med alternative merkostnader innenfor de grenser som ved hvert alternativ synes rimelig i praksis.

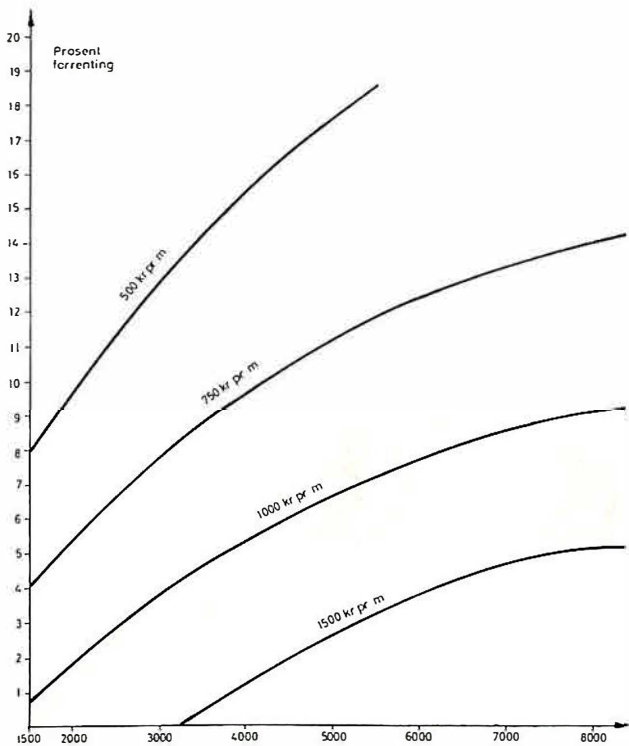
Figurene er bygget opp nøyaktig etter samme prinsipp, og tolkningen vil fremgå av et eksempel: Anta at det koster 200 kr pr m å bygge en 1-feltveg om til 2-feltveg. Hvis den laveste forrentning av vegbudsjettet (vegbudsjettets grenseforrentning) er 7%, tilsier dette at det er riktig å bygge vegen om når årsdøgntrafikken er ca 420 (fig. 1). Er minimumsforrentningen av vegbudsjettet høyere, bør overgangen først finne sted ved en større trafikkmengde, om bygningskostnadene fortsatt regnes til kr 200,- pr m. Antas minsteforrentningen lik 7% og bygningskostnadene kr 150,- pr m, tilsier dette overgang til 2-feltveg ved en årsdøgntrafikk på 200 kjøretøyer.

Figurene 1-4 dekker i alt et område av årsdøgntrafikk fra 200 til 10000 kjøretøyer. Vegklassene IA og IB har kapasitet nok til 30-35000 kjøretøyer, og før størstedelen av denne kapasiteten er utnyttet, er det av kostnadshensyn ikke aktuelt å gå til ytterligere utbygging. Vegtrafikkteilingene i 1960 [3] viser at årsdøgntrafikken på våre riksveger og andre viktige veger for størstedelen faller innenfor de grenser som er nevnt ovenfor.

3.2 Nærmere om enkelte av beregningene.

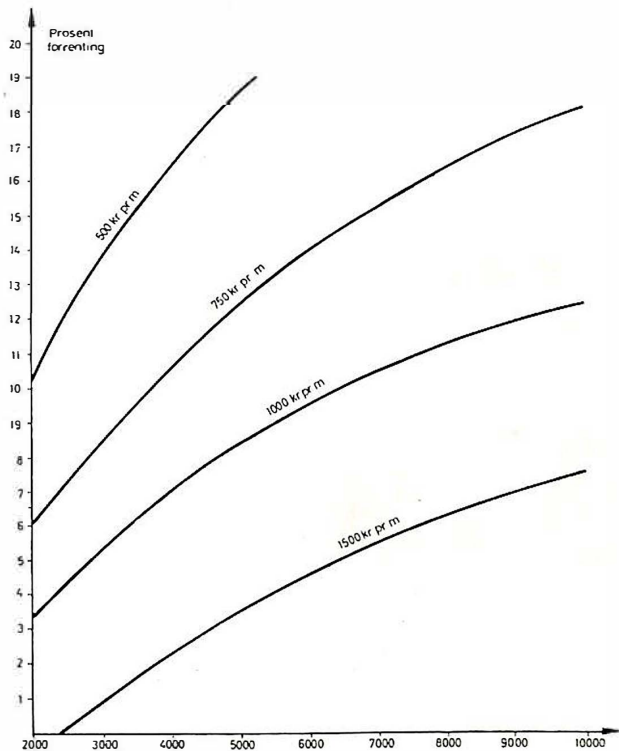
I figur 1 er det beregnet forrentning ned til en trafikkmengde av 200 kjøretøyer ADT. Ved lavere trafikkmengder avtar forrentningen meget hurtig. Ved en årsdøgntrafikk på 100 kjøretøyer vil en utbygging til 2-feltveg som koster 100 kr pr m gi en forrentning på bare ca 1%. Ved trafikkmengder mindre enn 150-200 kjøretøyer i årsdøgntrafikk, synes det vanskelig å motivere utbygging til 2-feltveg ut fra rentabilitetshensyn, med de investeringsbeløp som vanligvis er aktuelle.

Utbyggingen fra 2-feltveg til 4-feltveg foregår ofte i bymessige områder med forholdsvis store kostnader til ekspropriasjon og reguleringer. Det har vært antydnet at slike utbygginger ofte koster 12 - 1500,- kr. pr m. Hvis dette er holdbart, og grenseforrentningen er 6-7%, tyder fig. 3 på at overgangen til 4-feltveg ikke bør skje før det av kapasitetshensyn er uomgjengelig nødvendig.



Årstrafikk i utbyggingsåret (Åro) Sum lette og tunge biler.

Fig. 3. Rentabiliteten ved overgang fra høy standard 2-feltveg til 4-feltveg (II B—I B). Nivålinjene angir merkostnad ved bygging av 4-feltveg (I B).



Årsdøgntrafikk i utbyggingsåret (Åro) Sum lette og tunge biler.

Fig. 4. Rentabiliteten ved overgang fra 2-felt motorveg til 4-felt motorveg (II A—I A). Nivålinjene angir merkostnad ved bygging av 4-felt motorveg (I A).

4. Sluttmerknader.

Av det foregående tør det fremgå hvor viktig det er å kunne angi grenseforrentningen for den del av vegbudsjettet som anvendes på veger med stor trafikk. Det ville også være av stor verdi å få oppgaver over merkostnadene ved utbygging til høyere standard på de ulike trinn i trafikkutviklingen. Oppgaver over grenseforrentning og merkostnader kan bare skaffes ved konkrete undersøkelser av aktuelle prosjekter rundt i landet.

Ved hjelp av en vegelementregistrering vil det trolig være mulig å henføre de fleste av våre veger til en av de vegklasser som er nevnt foran. Ut fra trafikktegninger og oppgaver over sannsynlige utbyggingskostnader vil en av figurene 1-4 kunne ta ut de pro-

sjekter som fra forrentningssynspunkt ligger gunstig an. Det blir mulig å foreta en prioritering etter forrentning, hvor budsjettets totalstørrelse avgrenser tallet på prosjekter som kan komme på tale. Ved å gjøre anslag på trafikkmengden i de kommende år, vil det også være lett å ta ut de veger som i den nærmeste fremtid må utbygges. For en planmessig utbygging av et større vegnett vil dette være av stor verdi. Man får en konsekvent og enhetlig vurdering av de ulike vegklasser.

Litteratur:

- [1] Håndbok for beregning av kjørekostnader på veg. Utgitt av Kjørekostnadskomiteen.
- [2] Slettemark, Rolv: Trafikkhastighet og kapasitet på 1-feltveger. Forskningsrapport fra Transportøkonomisk utvalg.
- [3] Statens Vegvesen: Vegtrafikktegning i 1960.
- [4] Björkman, Bo: Vägstandard, kapasitet och trafikekonomi. Foredrag ved vegkongress i Finland, juni 1961.

Personalia.

Ansettelses i Vegdirektoratet:

Kaare Flaate som overingeniør II, og Kristian Finborud som konstruktør II.

Olav Softeland som avdelingsingeniør I og Marwin Wamb som konstruktør II.

Olav Skaalen, Magne Anslokken og Einar Kolbjørnsen som henholdsvis konsulent I, førstesekretær og sekretær I.

Leif Sundin som laborant i særklasse og Einar Fjellet som laborant I.

Kaare Urheim som fullmektig I, Signe Hirsti, Anne-Britt Sorli og Liv Valde som kontorassistent I.

Olav Eide, Erik Kristiansen og Magnhild Tyvold som kon-

torassistent II, og Knut Jørgen Vabråten og Eli Wangensteen-Haugen som kontorassistenter.

Ansettelses ved vegadministrasjonen i fylkene:

Som kontorsjefer: Reidar Østgård i Buskerud, Odd Aune i Sør-Trøndelag og Halvor Sigurdson i Nord-Trøndelag.

Buskerud: Inge Stavang som avdelingsingeniør II.

Sogn og Fjordane: Knut Skjånes som avdelingsingeniør II. Sigurd Fredheim som konstruktør I og Reidar Tvinneheim som konstruktør II.

Nord-Trøndelag: Odd Bardal som avdelingsingeniør II.

Nordland: Brynhild Eidissen som fullmektig II og Wilfred Vesterli som kontorassistent I.

Troms: Ole Sandvik som kontorfullmektig I.

Nye vegsjefer

Overingeniør *Sigmund Vårdal* er ansatt som ny vegsjef i Oppland fylke fra 1. juli 1963.



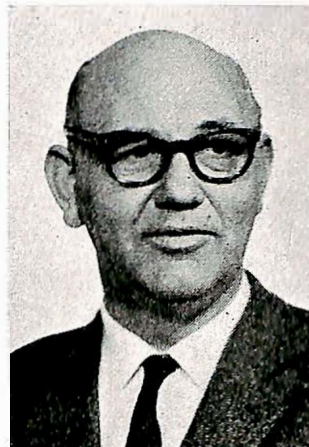
Den nye vegsjefen er født i 1909 og tok eksamen som bygningsingeniør ved NTH i 1935. I 1936 begynte han som ekstratekniker ved vegadministrasjonen i Møre og Romsdal fylke, og han har senere gjort tjeneste i dette fylke, som avdelingsingeniør fra 1946 og som overingeniør fra 1961.

Vegsjef Vårdal har fått en allsidig og solid praksis som vegingeniør i disse 26 årene han har arbeidet med bygging, vedlikehold og planlegging av vegger. Vårdal har fulgt godt med i utviklingen av den maskinelle vegarbeidsdrift. Særlig har han arbeidet mye med innføring av moderne sprengningsteknikk og rasjonalisering av arbeidet i fjell på større anlegg. Samtidig som Vårdal har arbeidet med mekanisering av anleggsdriften, har han gått sterkt inn for utbygging av effektiv arbeidsledelse på anleggene og for bedring av kvaliteten i vegbyggingsarbeidet. I de siste årene har Vårdal arbeidet med innføring av de nye hjelpemidlene i vegplanlegging. Fra høsten 1961 har han ledet planleggingsavdelingen i fylket.

Vårdal har tatt del i flere kurs, i utvalg og studiereiser. Han har vist seg å være en ivrig og dyktig vegingeniør. Vi ønsker Vårdal til lykke med arbeidsoppgavene som vegsjef i Oppland fylke.

Overingeniør *Svein Nesje* er ansatt som vegsjef i Buskerud etter vegsjef Lorentsen som fratrer 1. oktober i år.

Den nye vegsjef er født 4. desember 1908. Han ble uteksaminert som bygningsingeniør fra NTH i 1933. I 1934 ble han ansatt i vegvesenet i Buskerud fylke, hvor han tjenestegjorde frem til 1957, først som assistentingeniør og fra 1949 som avdelingsingeniør. I 1957 ble han ansatt som overingeniør og leder for Drammensvegens utbygging i Akershus fylke.



Den nye vegsjef i Buskerud vil i tiden fremover få mange og vanskelige oppgaver å løse. I dette

fylke finner vi noen av landets sterkest trafikerte vegger, og utbyggingen av disse til motorveg-standard vil sikkert falle innenfor den nye vegsjefs funksjonstid. Som leder av Drammensvegens utbygging har Nesje ervervet seg erfaringer som vil komme godt med ved utbyggingen av de store trafikkårer innen fylket. Han har også et inngående kjennskap til problemene i de mer perifere deler av fylket. Som avdelingsingeniør hadde han således ledelsen av såvel anleggs- som vedlikeholdsarbeidet i et vidstrakt distrikt som omfattet Modum, Tyristrand, Sigdal, Adal og Numedal.

Vegsjef Nesje har gjennomgått administrasjonskurs på Gran og forøvrig deltatt i en rekke kurser og kongresser vedrørende vegers planlegging og bygging.

Vi ønsker Nesje lykke til som vegsjef i Buskerud fylke.

Østfold: Arne *Njå* som overingeniør II, og Inger-Lise *Borg* som kontorassistent. Erling *Kleiven* som avdelingsingeniør II og leder av maskinavdelingen.

Hedmark: Olav *Torgersen* som vegkasserer og Kirsti *Borgny Løkkebakken* som kontorassistent II.

Oppland: Torkjell *Haustveit* og Per *Heim* som avdelingsingeniør I, Egil Hans *Aadland* som avdelingsingeniør II.

Vestfold: Eilef *Hellem* som overingeniør II og Marit *Pettersen* som kontorassistent I.

Telemark: Politifullmektig Frank *Gustavsen* som kontorsjef og Arne *Ballestad* som avdelingsingeniør II, Reidun *Haugen* som kontorassistent II.

Aust-Agder: Berit *Smith* som kontorassistent I.

Vest-Agder: Steinar *Svennevik* som sekretær II, Siv *Trydal* som fullmektig I og Signe *Bjerg Liestøl* som kontorassistent II.

Rogaland: Martin *Aske* som konstruktør II og Kari *Vetruhus* som kontorassistent II.

Hordaland: Georg von *Krogh* som overingeniør II, og Jens *Birkeland* som avdelingsingeniør II. Pål *Thorseth* som avdelingsingeniør II og leder av maskinavdelingen, og Sigurd *Sørveit* som konstruktør III.

Sogn og Fjordane: Gunnar *Haugan* som avdelingsingeniør II, Lars *Kløppe* som konstruktør II og Oddvar *Lundheim* som kontorassistent II.

Møre og Romsdal: Jarle *Øye* som avdelingsingeniør II og leder av vegvesenets maskinavdeling. Bjørg *Gamsgrø* som kontorassistent II.

Sør-Trøndelag: Sivert *Huseby* som avdelingsingeniør I. Nord-Trøndelag: Alf *Froseth* som konstruktør I, Thorleif *Aune* og Arvid *Fjåstad* som oppsynsmenn.

Nordland: Petter *Jølsund* og Peder *Stenberg* som henholds-

vis konstruktør I og II, Johan *Osbakken* og Johan *Valle* som henholdsvis sekretær I og II, og Håkon *Johansen* som fullmektig I. Asbjørn *Eiterå*, Torbjørn *Kristensen* og Ole *Vesvatn* som oppsynsmenn.

Troms: Thor *Jakobsen* som avdelingsingeniør II, Alfhild *Johansen* som sekretær I og Loyd *Lauritsen* som sekretær II.

Finnmark: Magne *Skjånes* som avdelingsingeniør II, og Anna *Malinen* som kontorassistent.

Lengden av oljegrusdekker på riksvegene pr 31. desember 1962.

Fylke	Tidligere utført km	Utført i 1962 km	I alt km
Akershus	24,7	16,0	40,7
Hedmark	102,9	80,0	182,9
Oppland	—	35,9	35,9
Buskerud	38,3	—	38,3
Vestfold	45,5	—	45,5
Telemark	41,4	46,3	87,7
Aust-Agder	—	18,0	18,0
Rogaland	—	4,2	4,2
Møre og Romsdal	—	28,0	28,0
Sum	252,8	228,4	481,2