

E. Hansen

T. Thurmann-Moe
og R. Wold

A. Grønhaug

E. Reinslett

Armering av asfaltdekker

Halvsåling av asfaltdekker

Fremtidsperspektiver på fullprofilboring av vegtunneler

Vegers bæreevne vurdert ut fra maksimal nedbøyning og krumning

Veglaboratoriet



Norwegian
Road
Research
Laboratory

E. Hansen	Armering av asfaltdekker
T. Thurmann-Moe og R. Wold	Halvsåling av asfaltdekker
A. Grønhaug	Fremtidsperspektiver på fullprofilboring av vegtunneler
E. Reinslett	Vegers bæreevne vurdert ut fra maksimal nedbøyning og krumning

Meddelelse nr 51
Desember 1978

Statens Vegvesen, Veglaboratoriet, Oslo

Norwegian Road Research Laboratory. Gaustadalléen 25, Postboks 8109, Oslo Dep.



Artiklene er skrevet på oppfordring av Veglaboratoriet,
men forfatterne hefter selv for innhold og formuleringer.

Sats og omslag: Grafisk kontor, NTNF.

INNHOLD

Contents

E. HANSEN	
Armering av asfaltdekker	5
<i>Reinforced bituminous pavements</i>	
T. THURMANN-MOE og R. WOLD	
Halvsåling av asfaltdekker	19
<i>Resurfacing of bituminous pavements</i>	
A. GRØNHAUG	
Framtidsperspektiver på fullprofilboring av vegtunneler	29
<i>Full face boring of road tunnels in crystalline rocks</i>	
E. REINSLETT	
Vegers bæreevne vurdert ut fra maksimal nedbøying og krumming	37
<i>Allowable axle load (technically) as deter- mined by maximum deflection and curvature</i>	

ARMERING AV ASFALTDEKKER

Reinforced bituminous pavements

ERLING HANSEN

Forord

Armering av asfaltdekker for å motvirke langsgående telesprekker ble første gang utført av Veglaboratoriet i midten av 1960-årene. Det var daværende leder for Bærelagseksjonen, nå professor på NTH, Rasmus S. Nordal som satte prosjektet i gang. Overingeniør Geir Refsdal, nåværende leder for Bærelagseksjonen, brakte metoden over fra forsøksstadiet til å bli en ordinær bruksmetode.

De første forsøk ble utført i samarbeid med Forsvarets Bygningstjeneste og Akershus Vegkontor, senere er forsøk også utført i andre fylker.

Mange — både ved og utenfor Veglaboratoriet — har gjennom årene arbeidet med prosjektet eller bidratt med ideer og forslag. Den enkeltes bidrag kommer ikke fram i rapporten, og Veglaboratoriet vil derfor her få takke alle for den medvirkning de har hatt i prosjektet.

Sammendrag

Langsgående sprekker som skyldes ujamn telehiving tvers på vegen kan oppstå selv om vegen har tilstrekkelig bæreevne. Slike sprekker innebærer fare for rask nedbrytning av overbygningen som medfører igjen hyppig fornyelse av dekket.

Ved kun å legge på et nytt dekke vil skadene bare midlertidig bli utbedret. Sprekker vil som regel snart oppstå i det nye dekket. Tiltak for å hindre sprekkdannelse bør derfor finne sted. Hvis overbygningen har tilstrekkelig bæreevne vil utskiftning av overbygningen til telefri dybde eller frostsikring på annen måte ofte være kostbare løsninger.

Armerte asfaltdekker bør kunne være et alternativ i slike tilfeller. Forsøk med dette er utført av Veglaboratoriet. Forsøkene ble påbegynt i 1964 og har omfattet både stålnett og syntetiske nett.

Overingeniør, Asfalt- og kjemiseksjonen, Veglaboratoriet, Oslo.

De første prøvestrekninger var korte, og tok sikte på å prøve metodens brukbarhet og bestemte armeringstype og mengder. Flere forskjellige utførelser og armeringsmengder ble forsøkt. I 1973 ble det lagt en lengre strekning (ca. 3 km) med stålarmert slik at den praktiske leggeteknikk kunne bli utprøvet. Korte strekninger er senere lagt hvert år, dels med stål, dels med syntetisk armering.

Målinger tyder på at det vil oppstå langsgående telesprekker når den ujamne telehiving (dvs. forskjell mellom hiving midt i vegen og på sidene) blir større enn ca. 20 mm.

Strekkeftene i dekket vil da kunne nå opp mot ca. 6000 kg/m på en tofeltsveg. Forsøkene viser at armering hindrer langsgående telesprekker i å oppstå og rent praktisk er forholdsvist enkelt å utføre.

Kostnadene til armering vil beløpe seg til ca. kr. 12,00 pr. m² for stålnett, og ca. kr. 17,00 pr. m² for syntetiske nett. (1976-priser.)

Om sprekkdannelse i asfaltdekker

Når en veg utsettes for ujevnt telehiv oppstår et horisontalt strekk i dekket. Hvis strekket overskrider vegdekkets bruddstyrke vil dekket spreke. De fleste telesprekker er langsgående og skyldes ujevn hiving tvers på vegen.

Enkelte hevder at telesprekker som skade ikke bør tillegges stor betydning ved dimensjonering av veger. Dette er forsåvidt riktig da telesprekker kan oppstå uavhengig av om vegen har tilstrekkelig bæreevne eller ikke. Men når først telesprekker oppstår i stort omfang svekkes også vegens bæreevne, både ved at vegdekket mister noe av sin lastfordelende evne, men også ved at vann siver ned gjennom sprekkene og bløter opp vannømfintlige lag. En mener å ha erfaring for at telesprekker i enkelte tilfelle i vesentlig grad har bidratt til vegens nedbrytning.

I tillegg til dette har større sprekkeskader innvirkning på kjørekømført og tildels også trafiksikkerhet.

Har først skadelige telesprekker oppstått vil legging av et vanlig dekke over skadene ha liten varig virkning. Bedring av drens-system, forskyvning av brøytekannt, omfattende masseutskifting eller oppdimensjonering av vegkonstruksjonen kan gi gode resultater, men i mange tilfelle vil dette være kostbare løsninger.

Ved Veglaboratoriet tok en opp spørsmålet om armering av asfaltdekker som prosjekt for om mulig å komme fram til en metode mot telesprekker hvor full frostsikring av vegen ville bli for kostbart. Prosjektets målsetning var å finne en egnet type armering for bituminøse vegdekker, samt å få utarbeidet arbeidsbeskrivelse for slike arbeider.

Hensikten med armering er å øke vegdekkets strekkstyrke i en slik grad at det ikke oppstår strekkbrudd og dermed telesprekker. Enkelte produsenter av armeringsprodukter har hevdet at armeringen i et asfaltdekke opptar strekk i underkant av dekket og dermed også bidrar til å øke dekkets levetid mot tretthetsbrudd. Dette forhold er ikke vurdert i de forsøk som er utført, og en vil foreløpig advare mot å benytte armering i asfalt med tanke på å øke bæreevnen.

Armering med stålnett

Forsøksstrekninger

I 1964 ble det lagt et prøvelfelt på E6 ved Eidsvoll. Et mindre prøvelfelt ble samme år også lagt på den militære forsyningsvegen til Nikebasen i Nes.

I 1972 ble det lagt et forsøksfelt på rv. 36 vest for Bø i Telemark, og i 1973 ble så armering benyttet ved det ordinære utbedringsanlegg videre på rv. 36 i Bø over en strekning på ca. 3 km. De armeringsnett som er prøvet er nett nr. 2, nr. 5 og nr. 20. I tabellen, figur 1, er spesifikasjonene for nettene satt opp.

Prøvefeltene er alle plassert på veger som bæreevнемessig sett er tilstrekkelig, eller nær tilstrekkelig, dimensjonert. Samtlige strekninger hadde teleskader i form av større langsgående telesprekker.

Oversikt over forsøksstrekningene er gitt i figur 2, og et foto av Nikevegen før armering i figur 3.

Anleggserfaringer

Alle strekninger, untatt E-6 ved Eidsvoll, ble før legging av armering rettet opp med asfaltmasser. Hovedhensikten med oppretting er å skaffe en jevn flate slik at armeringsnettet kan få godt anlegg mot dekket. Erfaringene tyder på at masseforbruket lett blir for stort ved oppretting. All oppretting utover det som skal til for å gi rimelig jevnhet på vegdekket er unødvendig. Stålarmeringsnettene ble lagt tvers på vegen i lengder lik asfaltert vegbredde. Armeringsnett nr. 2 og nr. 5 ble levert i rull slik at en måtte klippe disse opp på anlegget i riktige lengder. Armeringsnett nr. 20 ble levert i flak og disse ble skjøtt med jernbindertråd og omskjøtingsjern for å dekke hele vegbanen.



Fig. 3. Nikevegen før armering

Nett nr.	Vekt pr. m ² kg	Avstand mellom		Trådtykkelse		Ståltverrsnitt		Flytegrense tonn/lm	Bruddstyrke tonn/lm
		lengde-tråder mm	tverr-tråder mm	lengde-tråder mm	tverr-tråder mm	pr. lm i lengderetn. cm ²	pr. lm i tverretn. cm ²		
2	2,2	50	50	3,0	3,0	1,4	1,4	7,1	8,5
2-MOD	2,5	50	50	3,4	3,0	1,8	1,4	9,1	10,9
5	1,4	100	100	3,4	3,5	0,9	0,9	4,5	5,4
20	3,4	150	300	8,0	6,0	3,4	0,9	17,0	20,4

Fig. 1. Oversikt over stålarmeringsnett

Sted	Felt nr.	Type armering	Felt-lengde m	Undergrunn	Overbygning		Skader i gammelt dekke	Duken løvert i	Oppretting	Feste av armering	Klebing	Nytt dekke består av	Armert dekke	
					Type	Tykkelse cm							Lagt	Fornytt
E 6 Eidsvoll	4	0-felt	30	silt (T 4)	grus (T 1) og fast dekke	100	store tøl-sprækker		ingen		RCO tilsatt diamin	4,5 cm Agb 9	1964	1968
E 6 Eidsvoll	5	nr. 5	30	— » —	— » —	100	— » —	rull	ingen	stålspiker og universalbånd	— » —	4,5 cm Agb 9	1964	1968
E 6 Eidsvoll	6	nr. 2	30	— » —	— » —	100	— » —	rull	ingen	— » —	— » —	4,5 cm Agb 9	1964	1968
E 6 Eidsvoll	7	nr. 20	30	— » —	— » —	100	— » —	flak	ingen	— » —	— » —	4,5 cm Agb 9	1964	1968
Nikevegen Nes	1	nr. 20	10	— » —	grusig sand (T 3) og fast dekke	100	— » —	flak	vanlig	krømper	— » —	5 cm Agb 16	1964	
Nikevegen Nes	2	nr. 2	10	— » —	— » —	100	— » —	rull	vanlig	— » —	— » —	5 cm Agb 16	1964	
Nikevegen Nes	3	nr. 5	10	— » —	— » —	100	— » —	rull	vanlig	— » —	— » —	5 cm Agb 16	1964	
Nikevegen Nes	4	0-felt	10	— » —	— » —	100	— » —	rull	vanlig	— » —	— » —	5 cm Agb 16	1964	
Nikevegen Nes	11	nr. 2	10	— » —	— » —	— » —	— » —	rull	vanlig	lagt løst	Isotol SA	5 cm Ab 10	1967	
Rv. 36 Bø		nr. 2	50	siltig leire (T 4)	sandig grus (T 1) og fast dekke	90	store tøl-sprækker og spor	rull	vanlig	stålspiker og universalbånd	— » —	3 cm Agb 9 og 5 cm Agb 16	1972	1973
Rv. 36 Bø		0-felt	50	— » —	— » —	90	— » —		vanlig	— » —	— » —		1972	1973
Anlegg: Rv. 36 Bø		mod. nr. 2	3000	— » —	— » —	90	— » —	flak	vanlig	strødd med 20 kg Agb 8/ Agb 16	— » —	7 cm Agb 16	1973	

Fig. 2. Beskrivelse av forsøksfeltene, stålarmerede dekker

TELEHIVING				DEKKETILSTAND					
Sted/ Armerings- type	Max	Diff. ε-vækkant	Målt i perioden	Tid	Bedømming	Tid	Bedømming	Tid	Bedømming
E 6 0-felt	10 cm	2,7 cm	1964 – 68	1 år	Mindre langsgående sprækker	4 år	Stor langsgående midtsprækk over hele feltet	12 år	Stor langsgående midtsprækk over hele feltet
5	9 cm	2,9 cm	1964 – 68	1 år	Noen små riss og krakeleringer	4 år	Armeringen røket, stor langsgående midtsprækk over halve feltet	12 år	Stor langsgående midtsprækk over halve feltet
2	8 cm	0,9 cm	1964 – 68	1 år	Et par små rosér og krakeleringer	4 år	Krakeleringer i dekket steder jernene ligger høyt	12 år	To riss på tvers ellers ingen skader
20	11 cm	2,9 cm	1964 – 68	1 år		4 år	Krakeleringer i dekket på steder jernene ligger høyt	12 år	En sprækk på tvers av vegen, ellers ingen skader
20	9 cm	0,3 cm	1965 – 68	4 år	Riss over langsgående jern på 1/5 av feltet	12 år	Små sprækker over jernene på 1/5 av feltet, tynt dekke (2 cm) over armeringen		
Nike 2	9 cm	0,5 cm	1965 – 68	4 år	Ingen skader	12 år	Små tverrgående sprækker over nettskjøtene, tynt dekke (2 cm) over armeringen		
5	9 cm	0,4 cm	1965 – 68	4 år	Ett riss på tvers	12 år	Liten sprækk på tvers over nettskjøt, ellers ingen skader (tilstrekkelig dekketykkelse)		
0-felt	9 cm	0,7 cm	1965 – 68	4 år	Langsgående midtsprækk	12 år	Langsgående sprækk over hele feltet		
2	11 cm	0,0 cm	1967 – 68	1 år	Ingen skader	8 år	Spesielt ved nettskjøtene ligger armeringen høyt i dekket, tverrgående sprækk ved hver nettskjøt		
Bø 2	9 cm	3,1 cm	1972 – 73	1 år	Ingen skader	3 år	Ingen skader		
0-felt	7 cm	2,5 cm	1972 – 73	1 år	Langsgående sprækker over meste av feltet	3 år	0-feltet ble armert i 1973 (etter ett år)		
2-mod	20 cm		1966 – 68	1 år	Ingen skader	2 år	Ingen skader	3 år	Krakelering i endel skjøter

Fig. 6. Observasjon av prøvefeltene, stålarmerede dekker

For alle typer nett ble det funnet fordelaktig å legge nettene slik at den tversgående tråd lå øverst.

Lagring på rull forårsaker at stålarmingsnettene ikke er plane, og det er derfor vanskelig å få nettene til å ligge flatt på veggen. Til anlegget på rv. 36 i Bø spesialbestilte en armering i flak. Disse nettene viste seg heller ikke å være tilstrekkelig plane idet nettene var blitt tilført varige deformasjoner i opphengingspunktene. (De fire punktene hvor nettbunten blir løftet ved av og pålasting.) I framtiden bør nettene derfor legges direkte på pall fra sveisemaskinen. Pallene kan bestå av et kraftigere armeringsnett som lagres for senere bruk.

Forat armeringsnettene skulle bli liggende lavt i det nye dekket, og for å sikre at de lå godt ned mot den opprettede vegbanen, har en forsøkt å feste nettene på forskjellig vis. Stålpiker gjennom universalbånd, store kramper samt boltepistol med spesialstifter har blitt benyttet. Vanligvis er det imidlertid spenninger i armeringsnettene, og festene utsettes da for konstant strekk og har derfor lett for å løsne. Den beste løsning ble funnet å være avstrøing med asfalt-

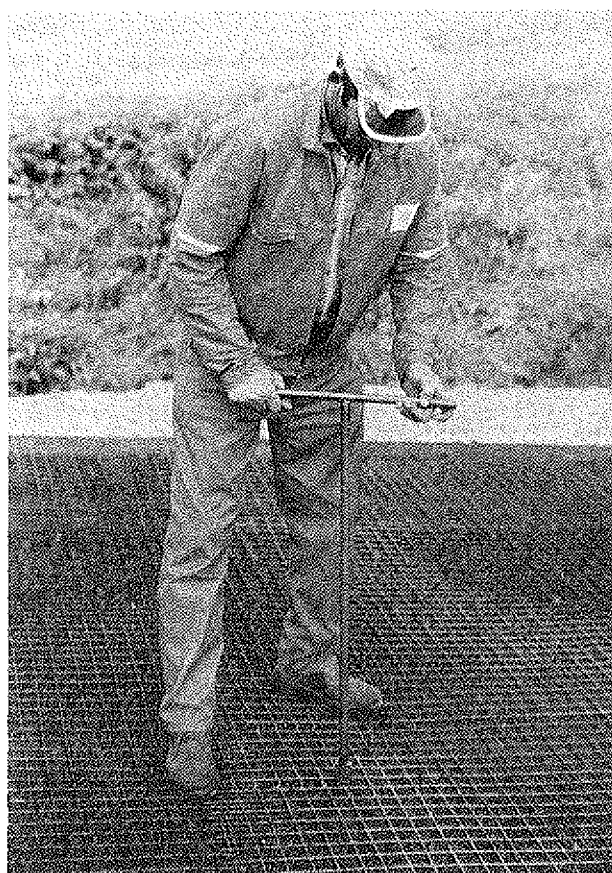


Fig. 5. Nettene rettes ut med spesielle vritenger

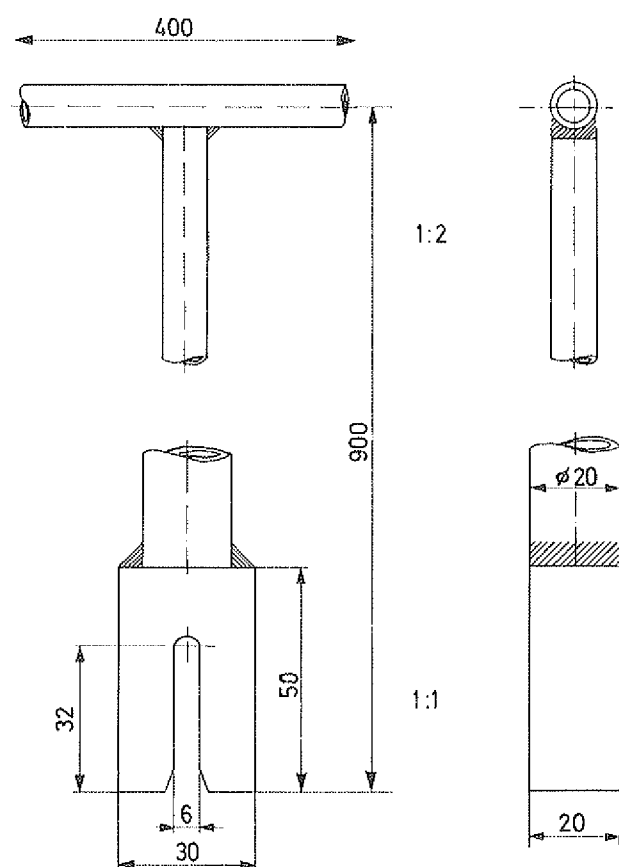


Fig. 4. Vritang for krymping av nett

masse fra singelspreder. Ca. 20 kg Agb 16 pr. m² og lett komprimering ga godt resultat.

Etterat nettene var lagt og eventuelt avstrødd, ble vegbanen sprøytet med asfaltemulsjon for klebing på vanlig måte, hvorpå en la Agb eller Ab masser med hjulgående utlegger.

I bindlaget er forsøkt både med Agb 8-masse og Agb 16-masse. Agb 16 masse viste seg best egnet til å holde armeringsnettene nede.

Som nevnt var nettene noe buklete. Deler av nettene ble liggende så høyt at de stakk opp av bindlaget. For å hindre dette fant en på å krympe de bukler som stakk opp med spesiellagde vritenger. (Se figur 4 og 5.) Denne krymping ble utført på tråder langsetter veggen da disse er minst utsatt for strekkpåkjenning om vinteren. Krympingen ble utført etter at nettene var strødd med 10 – 20 kg/m² Agb masse, men før en la bindlaget med utlegger.

På de prøvefelt hvor flere typer stålarmering har blitt lagt, har en funnet at armeringsnett nr. 2 med sine forholdsvis små masker (50 x 50 mm) og tynne tråder (3 mm) har vært lettest å legge. På den 3 km lange strekningen på rv. 36 i Bø, benyttet en nett »modifisert nr. 2», hvor trådene i nettens lengderetning (trådene som ble liggende

på tvers av vegen) var spesialbestilt til 3,4 mm. Andre nett som ble prøvet, (nr. 5 og nr. 20), viste tendenser til å «løfte seg» gjennom massene.

På noen av forsøksfeltene bandt en nettskjøtene sammen med jernbindertråd. Dette arbeid er tidkrevende samtidig som eventuelle bevegelser som kan oppstå i et nett ved utlegning av masser lett overføres til det etterfølgende nett. Slik sammenbinding anbefales derfor ikke.

På rv. 36 ble nettene lagt med ca. 5 cm overlapping. Utleggeren ble så kjørt i slik retning at eventuelle løse ender ikke kunne butte opp mot utleggeren. Utleggingsmessig gikk dette meget greitt.

En tredje mulighet -- og som foreløpig ikke er prøvet med stål -- er å legge nettene uten overlapping og uten å feste de sammen. Da det ikke er de langsgående krefter en armerer mot burde dette være en mulig løsning. Ved å legge nettene uten overlapp vil en antagelig unngå krakeleringsproblemer i skjøtene.

Armeringen tåler lite eller ingen trafikk så lenge den ligger bar på vegen. Festet til vegen med et lag strødd asfaltmasse vil armeringen kanskje tåle noe trafikk, men dette vil være avhengig av hvor godt laget dekker armeringen. Trafikk på bar stålarmoring er ugunstig fordi nettene bøyes og vanskeligere lar seg dekke til av et nytt asfaltdekke. Trafikk på nettene bør derfor unngås mest mulig.

Resultater

Observasjonene fra forsøksstrekningene er samlet i figur 6. Denne viser at det svakeste armeringsnett (nett nr. 5) ikke tålte påkjøringene på forsøksstrekningen på Eidsvoll. All annen stålarmoring har tålt de strekkpåkjenninger de har blitt utsatt for. Observasjoner ved utlegging og oppfølging tyder på at armeringsnett nr. 20 er for stivt til å benyttes som armering i asfaltdekker. På forsøksstrekningen i Nes oppsto etter hvert sprekker over armeringsstengene i dekket ved denne nettype.

Armeringsnett nr. 2 og «modifisert nr. 2» synes å være best egnet. Samtlige prøvofelt har vist at disse nett har tilstrekkelig styrke, samtidig som maskene er såpass små og trådene såpass tynne at nettene godt lar seg dekke av overlagte asfaltlag. De tre kilometre med armert dekke på rv. 36 har ligget i tre år uten at langsgående sprekker har oppstått. Tilstøtende uarmerte veg som ble

asfaltert samtidig, og som tidligere hadde langt bedre dekketkvalitet, har i samme tidsrom fått adskillig dekkeskade i form av telesprekker.

I løpet av de første årene akkumulerte det seg endel krakeleringer på de armerte feltene på E-6 i Eidsvoll, (også på feltet armert med nett nr. 2). Årsaken kan trolig tilskrives vanskelighetene med å få nettene til å ligge plant på den gamle vegen. At det nye dekket bare var 4,5 cm tykt kan også være en medvirkende årsak. Nytt dekke ble lagt over strekningen i 1968 og etter dette har ikke ny krakelering funnet sted.

En har også funnet antydning til krakeleringer over armeringsnett nr. 2 på prøvofeltet i Nes. Dette gjelder steder hvor armeringsnettet har ligget altfor høyt i dekket, og bestyrker kravet om at nettene bør ligge plant på underlaget ved legging av nye dekker.

På de armerte strekningene på rv. 36 i Bø oppsto lignende krakeleringer våren 1976 på endel av strekningen. Skadene oppsto i skjøtene mellom nettene. Det øverste nettet i omfaringsskjøten lå her gjerne høyt i asfalten og ga en fjærende virkning. Ved bruk av helt plane nett og ved å legge disse uten overlapping i skjøtene bør disse skader kunne unngås.

På forsøksstrekningene ble det foretatt nivellement i en del tverrprofiler av bolter festet i vegdekket. Tøyning på tvers av dekket ble samtidig målt med justerte målbånd. Sammenhengen mellom hiving og strekkforlengelse er tegnet opp i figurene 7, 8 og 9. En ser at vegdekker armert med stål har liten strekkforlengelse sammenlignet med uarmerte vegdekker. Ut fra disse målinger har en beregnet at strekkreftene kan bli opp mot 6000 kg/m veg. For slike krefter er stålarmoring nr. 5 med bruddlast 3800 kg/m for svak, mens armeringsnett nr. 2 med en bruddlast på 8500 kg/m vil være tilstrekkelig.

Da armeringen holder vegen sammen under telehivingsperioden oppstår det ofte langsgående sprekker i ytterkant av armeringen dersom det nye asfaltdekket er bredere enn det armerte området. For ikke å få disse sprekke inn i vegbanen er det viktig at stålarmoringnettene bestilles lange nok slik at hele den asfalterte vegbanen blir armert.

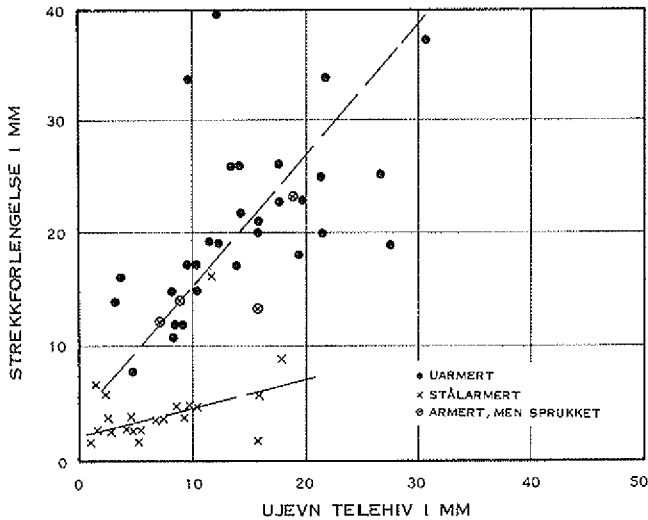


Fig. 7. Ujevn telehiving – strekkforlængelse, E/ Eidsvoll

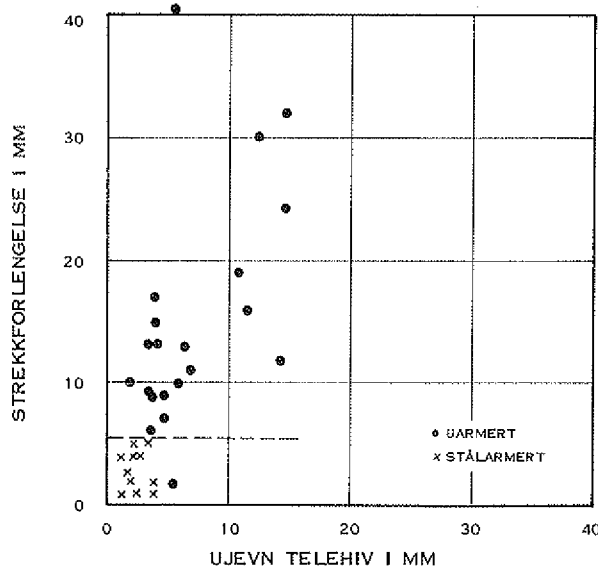


Fig. 8. Ujevn telehiving – strekkforlængelse, Nikevegen i Nes

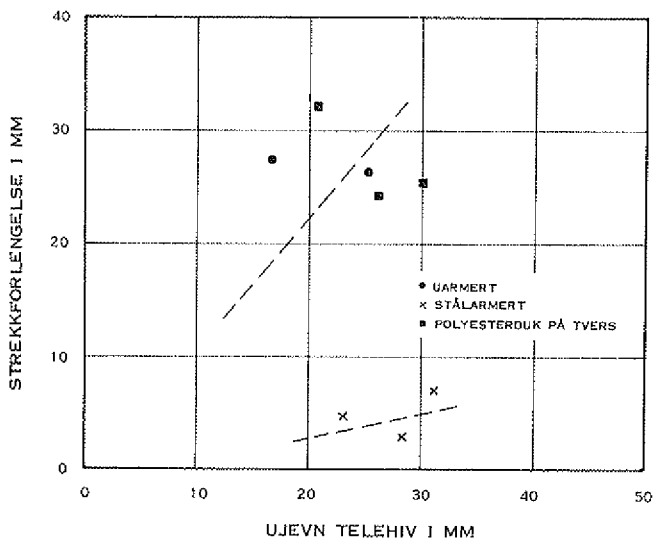


Fig. 9. Ujevn telehiving – strekkforlængelse, rv 36 Bø i Telemark

Kostnader

Tall fra rv. 36 i Bø tyder på at enhetsprisene for asfaltmassene og asfaltutleggingen blir de samme ved armering som ved vanlige dekkearbeider. Ved kostnadsoverslag må en imidlertid regne med at dekketykkelsen bør være 6 cm over armeringen.

Det kreves også ekstra mannskap og en lastebil for utlegging av armeringsnettene. Disse ekstraavgifter vil beløpe seg til ca. kr. 1,00 pr. m² veg.

Armeringsnett nr. 2 kostet sommeren 1975 kr. 9,38 pr. m² for bestillinger over 5 tonn, (1 tonn = 446, 4 m²). I tillegg kommer frakttgiftene. Disse kan varieres fra null i Osloområdet til kr. 0,40 pr. m² i de ytre deler av Østlandsområdet. For resten av landet vil frakten avhenge av beliggenhet og valg av fraktmåte. (Alle priser er inkl. moms).

Armering med syntetiske nett

Generelt

Syntetiske armeringsnett har både fordeler og ulemper i forhold til stålarmoring. Fordelene ligger bl.a. i at syntetisk armering er vesentlig enklere å transportere og legge ut. Det er dessuten enklere å avvike den normale trafikken på vegen når syntetiske nett benyttes. Styrkemessig har imidlertid syntetisk armering ikke de samme fordeler som stål da strekkforlængelsen er vesentlig mye større. Prisen er også en god del høyere.

Følgende syntetiske armeringsnett er til nå benyttet på forsøksstrekninger:

Betegnelse:	Structofors 250 AR 10	Hatelit 20/9
Material:	Polyestergarn	Polyestergarn
Produsent:	Enka Glansstoff	Farbwerke Hoechst AG
Strekstyrke:	4500 – 5000 kg/m	5000 kg/m
Bruddforlængelse:	10 – 15%	18%
Maskestørrelse:	10 x 10 mm	20 mm
Format:	Ruller 160 cm bredde	Ruller 170 cm bredde

Et tredje armeringsnett – E51 G/200 – med strekkstyrke 3500 kg/m og bruddforlængelse ca. 3,5% har også blitt prøvet på en kort strekning. Denne duken viste seg imidlertid for svak.

En modifisert type av Hatelit 20/9 er spesial-

Sted	Felt nr.	Felt-lengde	Undergrunn	Overbyggnings-tykkelse ^{e)}	Asfaltert veg-bredde	SKADER		ARMERING			Oppretting	Klebing	Nytt dekke	Prøvefeltet ble lagt	Fornyelse av dekket
						Tele-sprekker	Spor	Type	Bruddstyrke	Plassering					
E 6 Eidsvoll	15	20 m	Silt (T 4)	100 cm	6,5 m	x		0-felt				Isotol SA	5 cm Ab 16 t	1967	Nytt dekke to ganger
E 6 Eidsvoll	16	20 m	Silt (T 4)	100 cm	6,5 m	x		Structofors 250 AR 10	5000 kg/m	Langs med vegen med 20 cm overlapping	x	EM 6 - glue	5 cm Ab 16 t	1967	- første gang i 1968 ?
Nikevegen Nes	5	10 m	Silt (T 4)	72 cm	3,5 m	x		0-felt				Isotol SA	5 cm Ab 10	1967	
Nikevegen Nes	6	10 m	Silt (T 4)	72 cm	3,5 m	x		Structofors 250 AR 10	5000 kg/m	En stripe duk (1,6 m bred) langs midten av vegen	x	Isotol SA	5 cm Ab 10	1967	
Nikevegen Nes	7	15 m	Silt (T 4)	72 cm	3,5 m	x		Structofors 250 AR 10	5000 kg/m	Tre striper duk langsmed vegen, stor overlapping	x	Isotol SA	5 cm Ab 10	1967	
Nikevegen Nes	8	15 m	Silt (T 4)	72 cm	3,5 m	x		Structofors 250 AR 10	5000 kg/m	To striper duk langsmed vegen, 15 cm overlapping	x	Isotol SA	5 cm Ab 10	1967	
Nikevegen Nes	9	30 m	Silt (T 4)	72 cm	3,5 m	x		Structofors 250 AR 10	5000 kg/m	Duk lagt på tvers med 15 cm overlapping	x	Isotol SA	5 cm Ab 10	1967	
Nikevegen Nes	10	10 m	Silt (T 4)	72 cm	3,5 m	x		Structofors 250 AR 10	5000 kg/m	En stripe duk (1,6 m bred) langs med vegen	x	Isotol SA	5 cm Ab 10	1967	
Nikevegen Nes	12	10 m	Silt (T 4)	72 cm	3,5 m	x		0-felt				Isotol SA	5 cm Ab 10	1967	
Rv. 36 Bø	35 m	Siltig leire (T 4)	90 cm	6,2 m	x	x		Hotelit 20/9	5000 kg/m	Duk lagt på tvers med 10 cm overlapping	x	Esso sur emulsjon 180/220	7 cm Agb 16	1972	1973
Rv. 36 Bø	50 m	Siltig leire (T 4)	90 cm	6,2 m	x	x		0-felt				Esso sur emulsjon	7 cm Agb 16	1972	1973
Rv. 80 Bodo	20 m	Myr	90 cm	6,5 m	x	x		Hotelit 20/9	5000 kg/m	Duk lagt på langs med 20 cm overlapping	x	Isotol A	4,5 cm Ab 12	1974	Stålarmert i 1973
Rv. 80 Bodo	22 m	Myr	90 cm	6,5 m	x	x		Hotelit 20/9	5000 kg/m	Duk lagt på tvers med 5 cm overlapping	x	Isotol A	4,5 cm Ab 12	1974	
Rv. 80 Bodo		Myr	90 cm	6,5 m	x	x		0-felt				Isotol A		1974	

Fig. 10. Beskrivelse av prøvefeltene — syntetisk armering

Sted	Felt nr.	Type armering	TELEHIVING			DEKKETILSTAND			
			Max	Diff. % vegkant	Målt i perioden	Tid	Første gangs bedømming	Tid	Andre gangs bedømming
E 6 Eidsvoll	15	250 AR10	9 cm	1,8 cm	1967 - 68	1 år	Langsgående sprakk over hele feltet	8 år	Langsgående sprakk over hele feltet
E 6 Eidsvoll	16	0-felt	8 cm	1,1 cm	1967 - 68	1 år	Liten langsgående sprakk over halve feltet	8 år	Langsgående sprakk over det meste av feltet
Nikevegen Nes	5	250 AR10	11 cm	1,1 cm	1967 - 68	1 år	Ingen skader	8 år	Langsgående midtsprekk over hele feltets lengde
Nikevegen Nes	6	250 AR10	6 cm	1,3 cm	1967 - 68	1 år	Ingen skader	8 år	Små langsgående midtsprekker
Nikevegen Nes	7	250 AR10	10 cm	1,8 cm	1967 - 68	1 år	Ingen skader	8 år	Langsgående midtsprekk i hele feltets lengde
Nikevegen Nes	8	250 AR10	8 cm	1,3 cm	1967 - 68	1 år	Liten langsgående sprakk i skjøten	8 år	Langsgående midtsprekk over hele feltet
Nikevegen Nes	9	250 AR10	10 cm	1,3 cm	1967 - 68	1 år	Ingen skader	8 år	Ingen skader
Nikevegen Nes	10	250 AR10	11 cm	1,2 cm	1967 - 68	1 år	Ingen skader	8 år	Midtsprekk i hele feltets lengde
Nikevegen Nes	12	0-felt	12 cm	1,6 cm	1967 - 68	1 år	Langsgående sprakk	8 år	Stor midtsprekk over hele feltet
Rv. 36 Bø		Hotelit 20/9	7 cm	2,6 cm	1972 - 73	1 år	Tre langsgående riss mellom 1 og 3 m lange	3 år	To små langsgående sprekker
Rv. 36 Bø		E 51 G/200	7 cm	3,0 cm	1972 - 73	1 år	10 m lang midtsprekk (brudd i duken)	3 år	Langsgående sprekker over det meste av feltet
Rv. 36 Bø		0-felt	7 cm	2,5 cm	1972 - 73	1 år	Langsgående sprakk over det meste av feltet		0-feltet ble armert med stålarmert i 1973
Rv. 80 Bodo		Hotelit 20/9				1 år	Liten langsgående sprakk i nettskjøt		
Rv. 80 Bodo		Hotelit 20/9				1 år	Ingen skader		
Rv. 80 Bodo		0-felt				1 år	Langsgående sprekker over det meste av feltet		

Figur 11: Observasjon av prøvefeltene — syntetisk armering

bestilt og vil bli prøvet i 1977. Denne duken vil ha en strekkstyrke på 5000 kg/m i tverretning — slik som den ordinære duken —, men den vil være forsterket til en strekkstyrke på 8000 kg/m i lengderetning, dvs. den retning som blir liggende tvers på veggen.

Utførte forsøk

I 1967 ble det lagt et 20 m langt prøvefelt med armeringsnett Structofors 250 AR 10 på E-6 ved Eidsvoll. Duken ble lagt i striper langs veggen.

Samme år ble det også lagt en forsøksstrekning på Nikevegen i Nes hvor nytt dekke ble armert med samme type duk. En la her flere felter hvor duken ble lagt langs veggen, og følgende variasjoner ble prøvet:

- a) Bare en nettbredde lagt langs midten av veggen.
- b) To nettbredder langs midten av veggen og med 20 cm overlapping langs senterlinjen.
- c) Tre nettbredder med meget stor overlapping i skjøtene.
- d) Duken lagt i striper tvers over veggen, 10 cm overlapping.

I 1972 ble det på prøvefeltene i Bø lagt to 35 m lange strekninger hvor to forskjellige typer syntetisk armering ble lagt tvers på veggen. Typene var Hatelit 20/9 og E51 G/200.

Vegkontoret i Nordland la så i 1974 et prøvefelt på rv. 80 hvor Hatelit 20/9 lagt tvers på veggen ble nyttet som armering. Beskrivelse av prøvefeltene er gitt i figur 10.

Anleggserfaringer

På forsøksfeltene har vegbanen blitt rettet opp på vanlig måte, og opprettet veg sprøytet med vanlig klebemiddel før den syntetiske duken er lagt.

På prøvefeltene i Nes og på Eidsvoll ble det benyttet duk med små masker (10 x 10 mm). Mens det gikk greit å legge ut duken og massene over, hadde en begge steder problemer med valsingen. Det virket som om massene under den 8 tonns trehjulsvalsen som ble nyttet, fløt på armeringsduken, og det oppsto valsprekker. En måtte derfor vente med valsing til massene hadde kjølt seg noe. Dette er lite heldig da det bl.a. går utover komprimeringen. En av årsakene til problemet kan være den lille maskestørrelsen på duken slik at en fikk

dårlig kornkontakt mellom asfaltlagene. På prøvefeltene i Bø og i Nordland ble det benyttet duk med større maskestørrelse (20 x 20 mm), og det oppsto her ingen problemer.

I motsetning til den stive stålarmeringen er legging av syntetisk armering gunstig av hensyn til trafikkavviklingen, idet anlegget ikke trenger å legge beslag på mer enn halve veggbredden om gangen. Armeringsduken strekkes først over halve veggbredden hvorpå resten av nettet blir liggende i en kveil langs midten av veggen. Trafikken kan dermed passere uhindret på den veghalvdel hvor asfaltlegging ikke foregår.

Da den syntetiske armeringen skal oppta krefter er det viktig at den strammes godt til når den legges ut på vegbanen. Duken kan enten legges uten overlapping, eller med 5 — 10 cm overlapping etter samme prinsipp som skifer på et hustak. Uten overlapping er antagelig å foretrekke for å unngå probømer med valsprekker i skjøtene.

Da utleggermaskinen overfører en del langsående krefter til armeringen kan det forekomme at nettene skyves med ved utlegging av massene. For å unngå dette kan en spikre nett-kanten nærmest utleggeren fast til det gamle dekket med bølgestift. Bortre ende kan ligge løst. Denne metode har virket meget tilfredsstillende.

En har også forsøkt å strø av nettene for hånd med noe asfaltmasse før utleggeren kommer, da lastebilene som må gå på nettene uroer disse endel. Dette har også virket bra.

Ellers kan nevnes at fabrikantene anbefaler 5 cm som dekketykkelse over syntetiske armeringsnett, og at massetemperaturen ved utlegging bør ligge mellom 130 — 160 °C. Videre anbefaler produsentene at en benytter en lettere valse rett bak utleggeren, med en tyngre valse bak.

Resultater

Observasjonene fra forsøksstrekningene er samlet i figur 11. Som det fremgår av tabellen oppsto det langsående sprekk allerede det første året på det armerte feltet på E-6, Eidsvoll.

På Nikevegen i Nes har alle feltene hvor armeringsduken er lagt langs veggen fått sprekker, selv om ikke alle sprekkene kom det første året. Felt nr. 9, hvor armeringen ble lagt på tvers, har ikke fått skader.

På det feltet i Bø hvor en benyttet armering med lav strekkstyrke, (3500 kg/m), fikk en allerede første vinteren en 10 m lang telesprekk. Borkjerneprøver viste at armeringen var slitt over.

På den andre strekningen hvor en benyttet Hatelit 20/9 med strekkstyrke 5000 kg/m fikk en første vinteren tre ubetydelige riss i dekket. I de to påfølgende år øket disse noe i omfang. På rv 80 ved Bodø har det ikke oppstått skader på den 222 m lange strekningen hvor armeringen ligger på tvers av vegen. Langsgående sprekker har oppstått på et kortere felt hvor armeringen ligger langsetter vegen. Likeledes har det oppstått skader på tilstøtende uarmerte veg.

Også på disse forsøksstrekninger ble det foretatt nivellement av bolter festet til vegdekket i tverrprofilen, og målt tøyninger på tvers av dekket. Disse målinger viser liten forskjell for syntetisk armerte og uarmerte dekker, (se figur 9, 12 og 13). Den mindre sprekkdannelse indikerer dog at de syntetisk armerte asfaltdekker tåler større strekkdeformasjoner og får en bedre fordeling av disse deformasjoner enn et uarmert dekke.

Resultatene fra forsøksfeltene kan oppsummeres i følgende punkter:

- Syntetisk armeringsnett med 3500 kg/m i strekkstyrke har røket på den strekning den har blitt prøvet.
- Syntetisk armeringsnett lagt langsetter vegen med overlapping har resultatert i sprekkdannelse på de tre felter de er lagt, (Eidsvoll, Nes og Bodø).
- Syntetisk armeringsnett med strekkstyrke 5000 kg/m lagt tvers over vegbanen har

vist små eller ingen skader på de tre felter de er lagt, (Nes, Bø og Bodø).

Strekkstyrken er imidlertid noe for lav etter de anslag som er gjort. Veglaboratoriet vil i 1977 utføre forsøk med en modifisert duk med strekkstyrke 8000 kg/m tvers på vegen.

- Maskeåpning i duken bør minst være av størrelsesordenen 20 x 20 mm.

Kostnader

Kjøpt i Oslo vil syntetisk armeringsduk koste ca. kr. 17,00 pr. m² inklusive moms, (1976 pris). Utgifter til klipping og legging av duken vil beløpe seg til kr. 0,50 – kr. 1,00 pr. m². Erfaringene tilsier at utlegging av asfaltmasser skjer såpass greitt at en her kan regne vanlige priser. Dekketykkelsen anbefales til 5 cm, og kvaliteten bør være Agb eller bedre.

Konklusjoner

Erfaringene fra forsøk de siste 10 – 12 år med armering av asfaltdekker for å hindre at det oppstår langsgående telesprekker viser at dette er en metode som kan nyttes. Både stålarmert (fig. 14 og 15) og syntetisk armering er benyttet, og begge deler vil kunne gi tilfredsstillende resultat.

Stålarmert

Til armering benyttes stålarmert nr. 2, (P 141). Nettene bestilles i plane flak og i lengder lik asfaltert vegbredde. Nettene bør

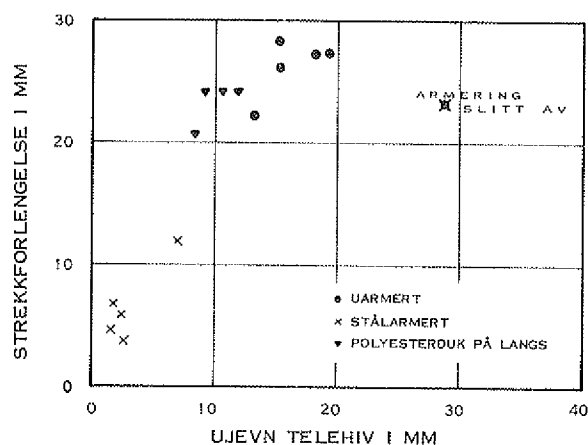


Fig. 12. Ujevn telehiving – strekkforlengelse E6 Eidsvoll

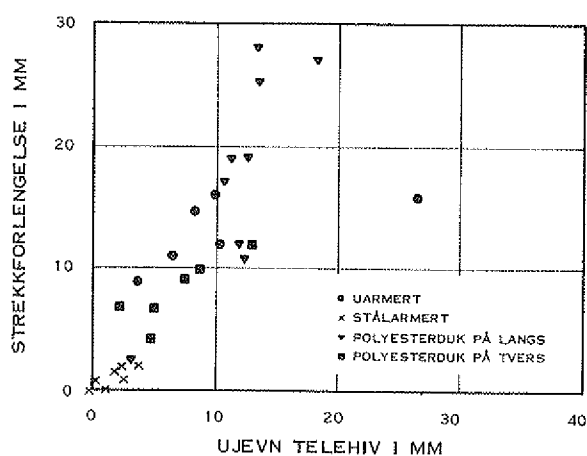


Fig. 13. Ujevn telehiving – strekkforlengelse, Nikevegen i Nes

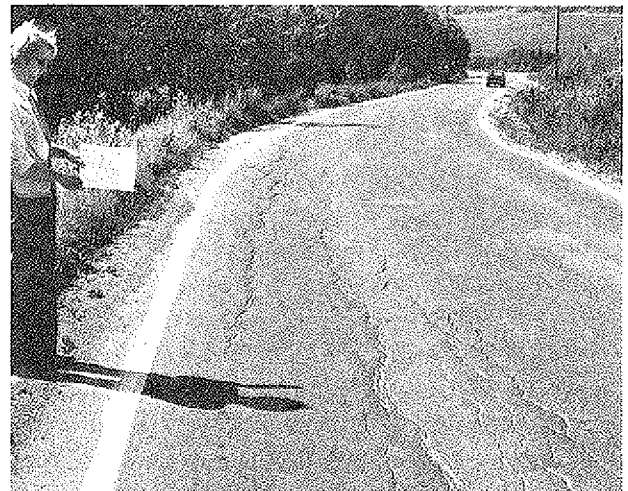
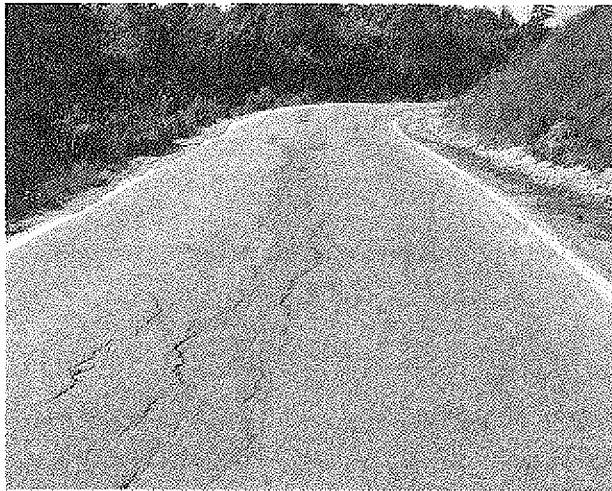


Fig. 14 a-b. Rv 36 i Bø før stålarmerert dekke ble lagt

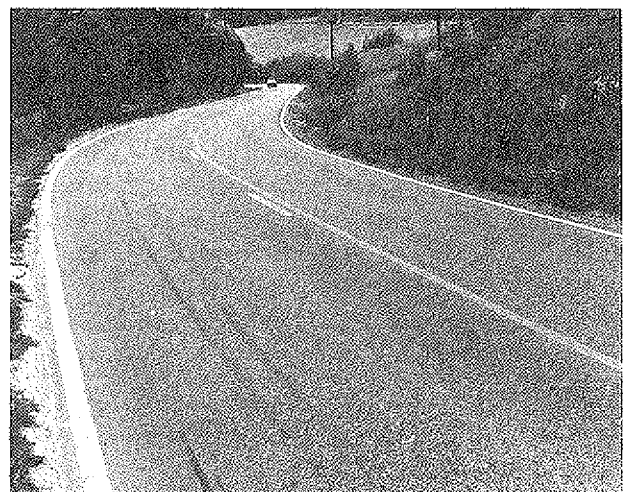


Fig. 15 a-b. Rv 36 i Bø 2 år etter at vegen fikk stålarmerert dekke

leveres på pall, og det spesifiseres for produsenten at nettene må legges direkte på pallene fra sveisemaskinen (fig. 16).

Gammel veg rettes opp med Ag eller Agb masser i den grad det er nødvendig for at stålarmeringsnettene skal ligge plant på underlaget.

Stålarmeringsnettene legges på tvers av opprettet veg. De legges uten overlapping, men tett inntil hverandre (fig. 17). Over armeringen sprøytes det med vanlig mengde klebemiddel (fig. 18).

For å feste armeringsnettene til opprettet veg legges på ca. 20 kg pr. m² Agb eller Ab masser over armeringsnettene med singelspreder, hvoretter det komprimeres lett med vanlig stålhjulvals (fig. 19).

Dersom det forekommer større bukler eller ujevnheter i nettene må disse rettes ut slik at armeringen ligger plant på underlaget. Bukler i nettene rettes ut ved å krympe tråder langsmed vegen med en spesiell vritang. En bør ikke krympe tråder som går på tvers av vegen da det er disse som blir utsatt for størst strekkbelastning i telehivingsperioden.

Over armeringen legges et dekke på ca. 6 cm tykkelse med vanlig utleggermaskin (hjulgående er å foretrekke). Asfaltmasser som anbefales er Agb 12 og 16, eller Ab 12 eller 16. Vegdekket legges helst i to lag slik at eventuelle feil kan utbedres før siste laget legges. Ved utlegging av første laget kjøres utleggeren med armeringsnettene slik at eventuelle løse nettkanter ikke skal kunne butte opp mot utleggeren. Dekket gis god komprimering.

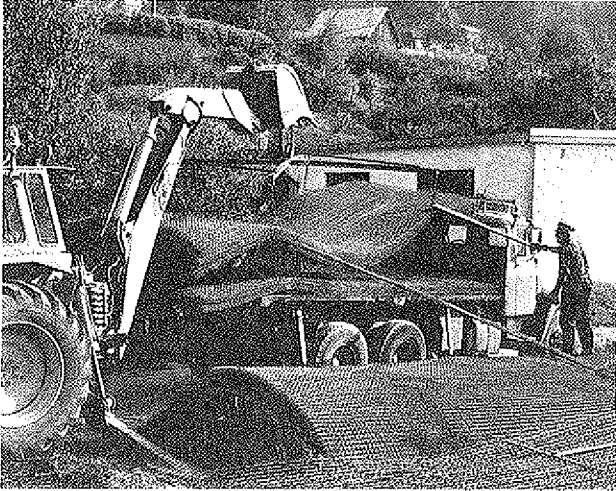


Fig. 16. Transport av stålnett for armering. Armeringsnett nr. 2 som nyttes i asfaltdekker markedsføres vanligvis i rull. Derfor må armeringen spesialbestilles som plane matter levert på pall og i lengder lik asfaltert vegbredde. Bildet viser lastning av matter levert uten pall. Opphengspunktene lagde varige tøyninger i nettene, noe som gjør legging av dekke over nettene vanskelig.

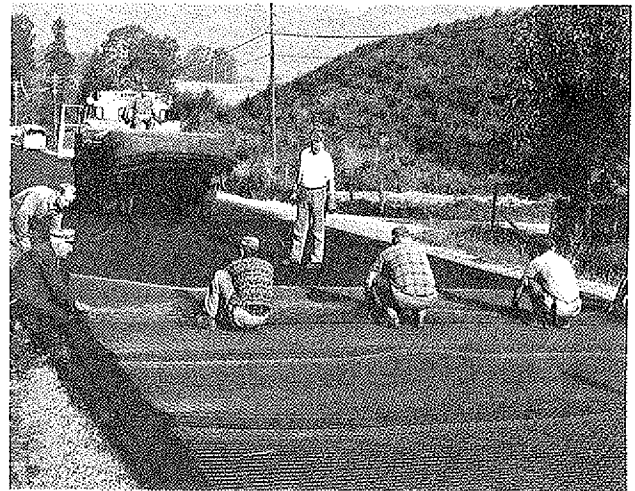


Fig. 17. Legging av stålnett. Stålarmeringsnett legges på tvers av opprettet veg. Her legges nettene med 5 – 10 cm overlapping slik at etterfølgende nett skyves under nettet som ligger foran. Legging *uten* overlapp vil være bedre etter det en nå er kommet fram til.

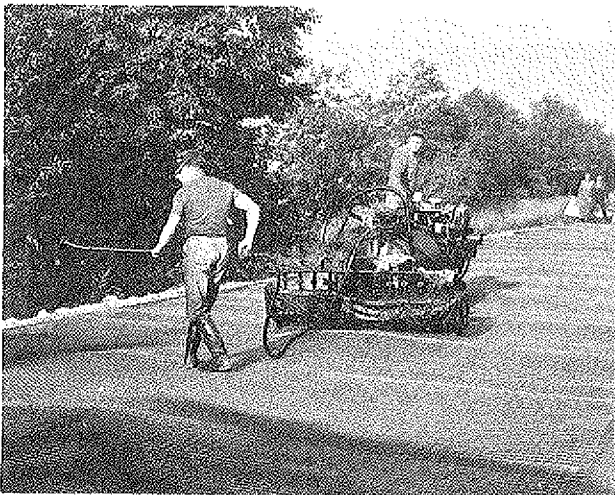


Fig. 18. Klebing av stålarmering. Over armeringen sprøytes vanlig mengde klebemiddel.

Trafikk på bar stålarmering bøyer nettene slik at de lett blir buklete og ujevne. Den beste måte å hindre slike skader på er en streng styring av anleggstrafikken slik at minst mulig trafikk får gå på de bare armeringsnettene.

Syntetisk armeringsnett

Til armering benyttes Hatelit 20/9, modifisert til en strekkstyrke på 8000 kg/m i dukens lengderetning. Gammel veg gis vanlig oppretting.

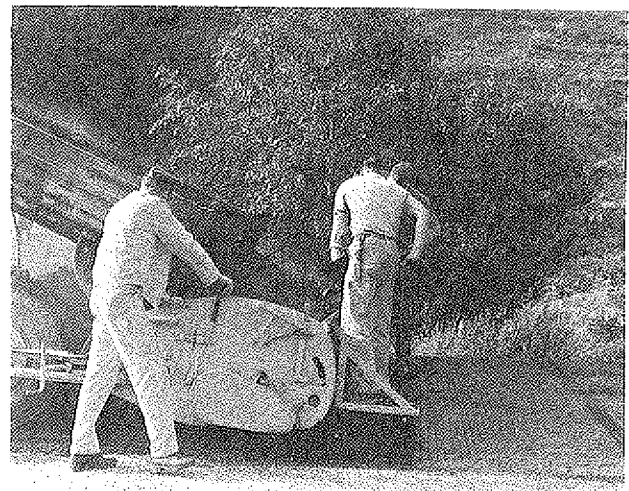


Fig. 19. Strøing over stålarmering med Agb masser. For på feste armeringsnettene til opprettet veg legger en ca. 20 kg Agb masser over armeringsnettene med singel-spreader og komprimerer massene forsiktig med vanlig valseutstyr.

Duken kappes i lengder lik vegbredden, og strekkes tvers over vegen. Flakene legges uten overlapping, men tett inntil hverandre. Den nettkant som vender mot utleggermaskinen spikres fast til det gamle dekket med bølgestift i en avstand av ca. 50 cm mellom hver stift (fig. 21).

Duken rulles opp mot senterlinje veg på den halvdel av vegen som brukes av trafikken, mens asfaltdekket legges på den andre halvdel. Klebing utføres på vanlig måte med emulsjon (fig. 22).

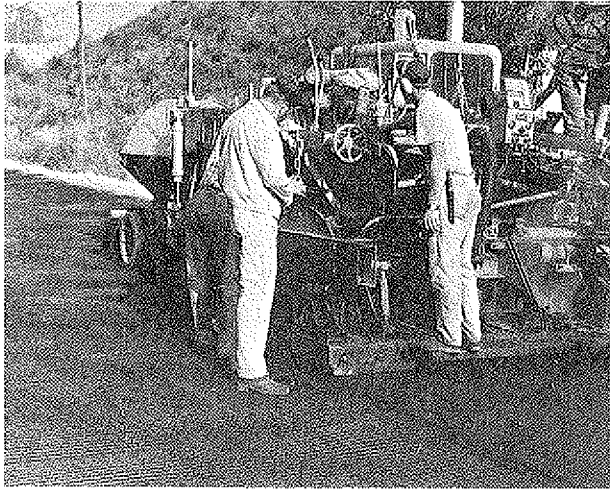


Fig. 20. Legging av bindlag og slitelag. Når armeringen ligger tilfredsstillende plant på underlaget, legges bindlag og slitelag med vanlig utlegger (helst hjulgående).

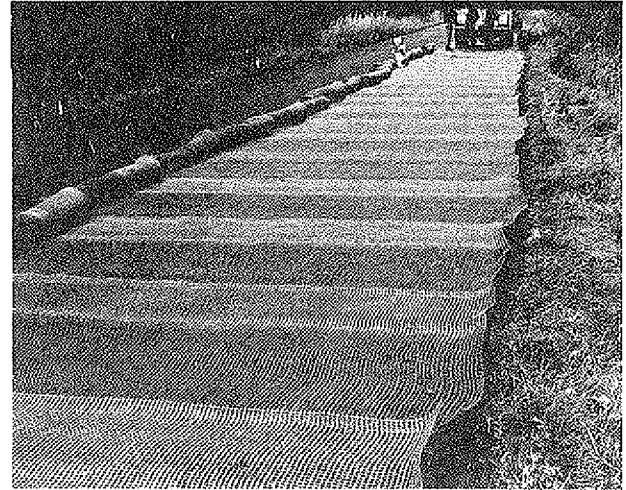


Fig. 21. Plassering av syntetisk armering. Etter at den ene veghalvdelen er påført klebemiddel strekkes den syntetiske armeringen på tvers av vegen over halve vegbredden. Duken legges uten overlapping. Om ikke klebing er tilstrekkelig for å holde nettene på plass ved utlegging av masser festes nettene med bølgestift etter et tynt strødd lag asfaltmasser. Trafikken ledes forbi anlegget på motsatte veghalvdel.

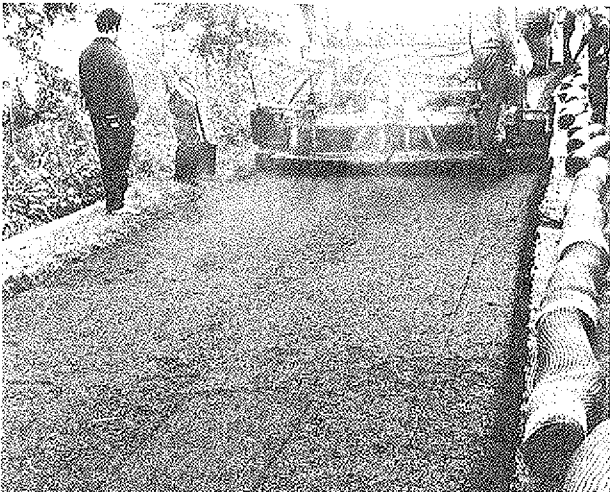


Fig. 22. Legging av asfaltdekket over syntetisk armering. Over armeringen legges 5 cm asfaltdekke med hjulgående utlegger. Dekket bør ha Agb eller Ab kvalitet og bør legges ved massetemperatur 130 – 160° C. Dekket skal gis god komprimering. En lett valse bør helst benyttes rett bak utleggeren, baketter nyttes tyngre valsestyr.

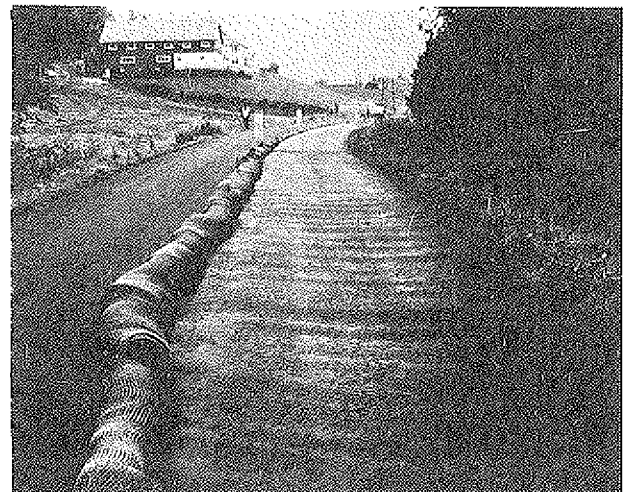


Fig. 23. Dekket er ferdig utlagt på den ene veghalvdelen. Trafikken ledes over på nylagt dekke og den andre veghalvdelen klebes og dekkes med resterende armering. Om nødvendig festes armeringen med stift eller strøing av asfaltmasser og en er klar til å legge.

Over armeringen legges vanlig dekke med utleggermaskin: asfaltmasse Agb eller Ag 12 eller 16.

Summary

Longitudinal cracks caused by uneven frostheave in the roads cross-section may well occur in spite of a strong pavement construction with sufficient bearing capacity.

Such cracks indicate the possibility of quick deterioration of the pavement, and the necessity of frequent repavings.

On roads like these, repaved without any pre-

cautions taken against cracks, similar cracks normally develop very soon in the new pavement. If the pavement has sufficient bearing capacity, replacement of the materials down to the frostproof depth, or frostprotection in other forms are often very expensive. Reinforced bituminous pavements could be an alternative solution in these cases.

Research on this has been carried out at The Norwegian Road Research Laboratory. The research started in 1964, and has covered both steel – and synthetic reinforcements. The first testsections were very short ones, and the aims were to see if the method worked at all, and to try different types reinforcement.

Several different methods, types and amounts of reinforcing have been tried.

In 1973 a testsection of a length of about 3 km was reinforced by steel and repaved to gain practical experience on a larger scale.

Measurements indicate that longitudinal cracks may develop when the uneven heave (the difference between the heave in the middle of the road and on the edge), exceeds 20 mm. The stress in the pavement will then be about 6000 kg/m in a pavement of normal width, say 6 to 7 meter.

The testsections indicate that reinforcement prevents these longitudinal cracks developing and that reinforcing is easy to perform.

The cost of sufficient reinforcement will rise to about N.kr. 12,00 pr. m² for steel, and to about N. kr. 17,00 pr. m² for synthetic reinforcement (1976-prices).

Referanser

- R. Eirum, L. Nymoen og R. Wold (1972) Telesprekker i asfaltdekker. Forsøksfelt med isolasjon og armering. Plan for utførelsen. Intern rapport nr. 415. Veglaboratoriet, Oslo.
- R. Eirum, L. Nymoen og R. Wold (1973) Telesprekker i asfaltdekker. Forsøksfelt med isolasjon og armering. Leggerapport. Intern rapport nr. 464. Veglaboratoriet, Oslo.
- R. Eirum, L. Nymoen og R. Wold (1974) Armering av asfaltdekker, Bø i Telemark. Leggerapport. Intern rapport nr. 549. Veglaboratoriet, Oslo.
- E. Hansen (1968) Undersøkelse av langsgående telesprekker på E6 ved Eidsvoll Verk. Intern rapport nr 103. Veglaboratoriet, Oslo.
- E. Hansen (1968) Armering av asfaltdekke med stålmatter. Forsøk på E6 ved Eidsvoll Verk. Leggerapport. Intern rapport nr. 104. Veglaboratoriet, Oslo.
- E. Hansen (1968) Asfaltdekker armert med stålmatter, E6 Eidsvoll Verk. Orientering nr. 1 om resultatene. Intern rapport nr. 105. Veglaboratoriet, Oslo.
- E. Hansen (1968) Asfaltdekker armert med stålmatter. Nikevegen i Nes. Orientering nr. 1 om resultatene. Intern rapport nr. 106. Veglaboratoriet, Oslo.
- E. Hansen (1968) Asfaltdekker armert med poly-esterduk Structofors 250 Ar 10. Forsøk på E6 ved Eidsvoll Verk og på Nikevegen i Nes. Intern rapport nr. 107. Veglaboratoriet, Oslo.
- L. Nymoen (1974) Armering av asfaltdekker, Bø i Telemark. Forarbeider. Intern rapport nr. 545. Veglaboratoriet, Oslo.
- L. Nymoen (1977) Armering av bituminøse vegdekker, et vedlikeholdsalternativ for veier med større teleskader. Intern rapport nr. 715. Veglaboratoriet, Oslo.

HALVSÅLING AV ASFALTDEKKER

Resurfacing of bituminous pavements

TORKILD THURMANN-MOE¹⁾ OG REIDAR WOLD²⁾

Forord

Denne artikkelen beskriver utviklingen av mer hensiktsmessige reparasjonsmetoder for hjulsporslitte asfaltdekker. Prosjektet har vært meget omfattende og langvarig, og en rekke av Veglaboratoriets personale har medvirket ved forsøkene. Flere vegkontorer og entreprenører har også deltatt i arbeidet. Entreprenør Kristian Olimb har engasjert seg spesielt i arbeidet for å skaffe egnet maskinelt utstyr til utprøving av denne teknikk. Daglig leder av prosjektet har vært Reidar Wold.

Artikkelen er basert på tidligere interne rapporter, artikler og foredrag av forfatterne. Sigmund Dørum har bidratt med stoff, og det hele er redigert av Olav E. Ruud, begge Veglaboratoriet.

Sammendrag

Arbeidet med å finne botemidler mot belegningsslitassen har vært høyt prioritert i Norge de siste 12 år. Utviklingsarbeidet har fulgt tre hovedlinjer:

- utvikling av mer slitesterke dekketyper
- fretnne bruken av mer skånsomme pigger
- utvikling av billige og effektive reparasjonsmetoder

Om de to første kan sies at de belegningene som brukes i dag er 2 – 4 ganger mer slitesterke enn før, og at Norge innførte regler for montering av pigger allerede i 1972. En del av dette arbeidet er beskrevet i tidligere rapporter (1, 2, 3).

Den tradisjonelle metode for reparasjon av et hjulsporslitt dekke går ut på å rette opp det ujevne dekket og legge nytt slitelag i hele vegens bredde (fig. 1). Dette er dyrt, både p.g.a. masseforbruket, og fordi kantstein etc. må justeres

etterhvert som vegen får stadig flere lag asfalt. Man måtte derfor utvikle en metode for å fylle hjulsporene, slik at bare den utslitte delen av dekket ble fornyet, d.v.s. en såkalt "halvsåling".

Slik sporfylling er ikke mulig med de vanlige metoder, fordi den slitesterke asfaltmassen som må til for sterkt trafikkerte veger er meget grovkornet og steinrik, og det vil oppstå langsgående kanter i skjøten mellom gammelt og nytt dekke. Skjøter med grov masse kan etter tradisjonell teknikk bare lages hvis man har en 2 – 3 cm dyp vertikal kant å legge mot, og de første forsøkene gikk ut på å frese langsgående kanter i dekket for ilegging av ny dekkmasse.

Etter en tids forsøk med kombinasjoner av fresing og oppvarming fremkom tanken om å varme det gamle dekket opp til det ble mykt nok til at den nye grove slitelagsmassen kunne valsnes ned i den eksisterende asfalten uten forutgående fresing. På denne måten kunne man unngå langsgående kanter i skjøten.

Det videre arbeide ble basert på følgende krav:

- oppvarmingen måtte skje skånsomt, men likevel med fremdrift som ved ordinær utlegging.
- metoden måtte så langt som mulig bygge på vanlig utleggingsteknikk og vanlig utstyr og ikke ha begrensninger m.h.t. massestype.
- oppvarmingsenheten måtte være bred nok til å varme opp hele kjørefeltbredden.

Halvsåling var praktisk brukbar i 1973, og det er fram til 1977 lagt ca. 500 km i Norge. Metoden har også vakt betydelig interesse i en rekke

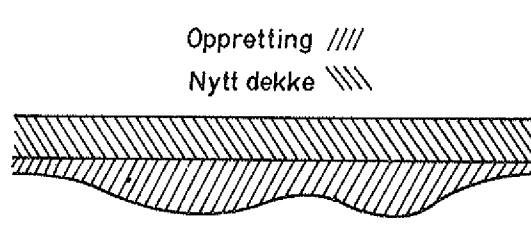


Fig. 1. Oppretting + nytt slitelag.
Levelling course + new wearing course.

¹⁾ Underdirektør, Veglaboratoriet, Oslo.

²⁾ Overingeniør, Asfalt- og kjemiseksjonen, Veglaboratoriet, Oslo.

andre land. Erfaringene til nå er meget positive. Masseforbruket ligger vanligvis mellom 40 og 60 kg/m² med 16 eller 22 mm maksimalsteinstørrelse. Prisen i Norge har vært ca. 40 – 45% av tradisjonell reasfaltering.

Det har ikke vært rapportert noe tilfelle av mangelfull heft mellom gammel og ny masse, eventuelle stygge skjøter rettes opp ved å varme opp og valse en gang til. Tendenser til hjulspor p.g.a. etterkomprimering på nyreparert dekke motvirkes ved at avstrøing med asfaltert finpukk, som brukes rutinemessig på all Ab og Topeka i Norge, bare skjer på de tykke partiene.

Metodens begrensning ligger vesentlig i at fremdriften reduseres ved fuktig vær og sterk, kald vind. Man skal også være klar over at halvsåling ikke gir noen forsterkning av overbygningen.

I løpet av de siste år har det kommet flere beslektede metoder på markedet. Av disse bør spesielt nevnes Cutler-metoden. Denne oppfyller ikke de krav til mobilitet som ble stillet opp for norske forhold. Den er også dyrere enn halvsålingsmetoden med over 60% av tradisjonell metode, mot ca. 40 – 45% for halvsålingsmetoden.

Årsaken til hjulspordannelse

For bare få år siden var plastisk deformasjon av bærelaget som følge av teleløsning og svakt bærelag den mest alminnelige begrensende faktor for dekkets levetid. Situasjonen i dag er imid-

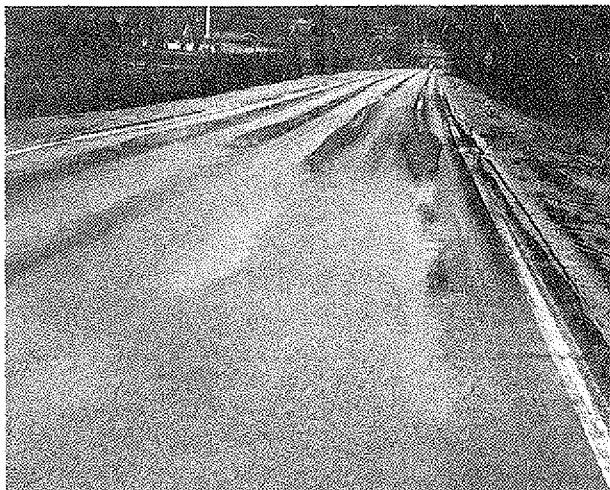


Fig. 2. Hjulsporslitt asfaltdekke.

Ruts in an asphalt pavement caused by studded tires.

lertid en annen, dels fordi bærelagene nå bygges bedre slik at de ikke i samme grad er vannømfintlige, og dels fordi piggene er kommet til. Dette har ført til at slitasjen nå er den mest vanlige begrensende faktor for dekkenes levetid for veger med ADT over ca. 2000. På veier med mindre trafikk er de øvrige skadeårsaker fremdeles dominerende.

Bruk av piggdekk i Norge begynte forholdsvis beskjedent i 1963, men antall av biler som bruker piggdekk har siden 1970 vært over 90% i sterkt trafikkerte strøk. Bruken av kjettinger har samtidig gått tilbake. Selv om kjettinger generelt sliter adskillig mer på belegningen enn pigger, vil slitasjehidraget fra piggene allikevel de fleste steder være helt dominerende, fordi piggene i motsetning til kjettingene sitter montert hele vinteren. Piggdekkene fører derfor til store skader (4), se fig. 2.

Skadene, som i omfang stort sett øker proporsjonalt med antall passeringer, arter seg som betydelig slitasje, særlig i hjulsporene. Det vil etterhvert danne seg sammenhengende dype renner i dekket, vanligvis med en bredde på 80 – 100 cm.

Dybden av hjulsporene vil ved normale trafikkforhold være ca. 2 ganger gjennomsnittsslitasjen over hele tverrprofilet.

Et vanlig tall for slitasje p.g.a. 1 personbil med piggdekk på alle hjul er 0,5 kg/mil. Beregninger gjort i 1976 viser at slitasjen utgjør omkring 250 000 tonn masse pr. år. Det blir regnet med at slitasjen betyr en merutgift på vel 100 mill. kr. pr. år. Dette tallet vil bl.a. avhenge av hvor langt en tillater slitasjen å gå (5).

Mulige reparasjonsmetoder

Målet for studiet var å finne en måte å erstatte bare den massen som var vekkslitt. Med vanlig utlegging vil det oppstå problemer der tykkelsen går mot null, d.v.s. i de langsgående skjøtene. Ved bruk av finkornet reparasjonsmasse vil disse vanskelighetene reduseres, men en slik masse er av liten verdi som slitelag ved sterk piggdekktrafikk. Den grove, steinrike massen som må til for å gi slitesterke dekker, krever forholdsvis stor tykkelse for å gi et tilfredsstillende utlegningsresultat.

Forundersøkelsene av mulige ukonvensjonelle metoder for sporfylling med slitesterk masse startet med fire mulige alternativer.

Det ene gikk ut på å frese ut langsgående spor i det gamle dekket, slik at en fikk en vertikal kant på 2 – 3 cm dybde å legge mot der gammelt og nytt dekke skal skjøtes sammen, se fig. 3.

De to neste alternativene var å legge sporfylling i to lag, uten noe forarbeide. Ved den ene metoden legges et bunnlag av en forholdsvis fin-kornet støpeasfaltmastiks eller liknende, som forholdsvis lett lar seg nulle ut. Denne blir straks etter utlegging avstrødd med så stor mengde asfaltert finpukk som det er mulig å valse ned i mastiksen.

Den andre tolagsvarianten besto av et bunnlag av asfaltert pukk, Ap 35 eller Ap 25, som ble penetrert med en liknende mastiks som i forrige alternativ.

Den fjerde mulige fremgangsmåten som ble prøvd i første omgang var sporfylling med en grovkornet, steinrik slitelagsmasse, og så prøve å få til de tynne partiene ved langsgående skjøter ved hjelp av skjøtevarmere og ekstra valsing.

De første innledende forsøk tok primært sikte på å finne ut om det var mulig å få til en effektiv og holdbar sporfylling med riktig tverrprofil. I neste omgang kom vurdering av selve utførelsesmetoden. Det ble gjort forsøk i laboratoriet og feltforsøk på veg, en stor del av dette måtte gjøres ved håndarbeide fordi en manglet maskiner og metoder for utførelsen.

Under arbeidet med å komme frem til en økonomisk maskinell fresemetode ble det eksperimentert med kombinasjoner av oppvarming og fresing. Dette førte etter endel forsøk frem til den tanke at det burde være mulig å varme det gamle dekket opp til det ble så mykt at den grove nye massen kunne vales ned i det gamle dekket uten fresing, fig. 4.

Arbeidet ble nå konsentrert om å finne egnet

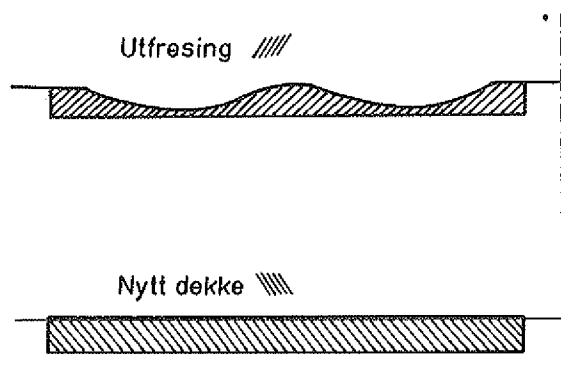


Fig. 3. Utfresing og ilegging av nytt dekke.
Planing and laying of a new bituminous course.

maskinelt utstyr for skånsom oppvarming av hele kjørebanebredden. Viktige momenter i dette var at en måtte ha meget sterk strålevarme, slik at fremdriftshastigheten ble minst like stor som ved vanlig utlegging. Videre måtte så meget som mulig av arbeidet skje med ordinært asfaltutstyr uten at hjulsporenes beliggenhet i kjørebane og deres breddevariasjon behøvde spesielle tiltak.

Både ut fra de funksjonelle egenskaper og muligheten for å finne en praktisk og økonomisk utførelse syntes denne metoden å være den mest lovende av de mulige varianter.

Feltforsøk og resultater:

Hovedhensikten ved feltforsøkene fra 1973 av, var først og fremst å finne frem til en praktisk og enkel utførelsesteknikk. Dernest å utprøve ulike høyverdige massekvaliteter som var nødvendig å anvende til reparasjonene. Mer detaljerte beskrivelser for forsøkene foreligger i interne rapporter fra Veglaboratoriet (6.7.8).

1. Utlegging av masser i 1973

FORSØKSSTREKNINGER

Forsøkene ble utført i samarbeid med Veivesenet i Oslo og Akershus på E 18 v/Maritim og på Rv. 165. Slemmestadveien.

Forsøket på E 18 ble utført i midten av mai 1973. P.g.a. den meget høye trafikkintensiteten på denne vegstrekningen ble forsøket utført om kvelden og natten. Forsøkene ble stort sett utført i pent, tørt vær – en liten del av forsøket ble imidlertid utført på fuktig kjørebane. Ved forsøket varierte lufttemperaturen mellom ± 2 og 16°C .

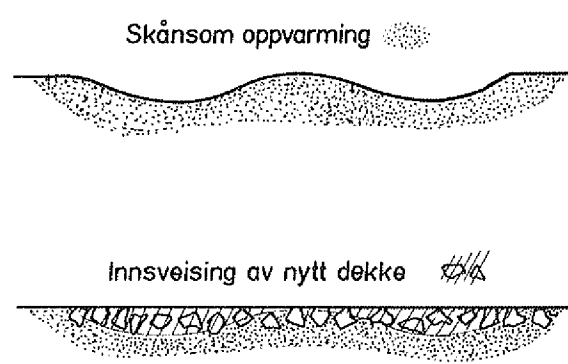


Fig. 4. Skånsom oppvarming og innsveising av nytt dekke.
Cautiously heating and laying of a new bituminous course.

Forsøket på Rv. 165 ble utført på dagtid den 11. mai og den 29. mai 1973. Ved første dags utførelse var det regnvær med stor vannansamling i hjulsporene, mens det ved andre dags utførelse var pent, varmt vær. Lufttemperaturen var henholdsvis 12 °C og 25 °C.

MASSETYPER OG ENTREPRENØRER

Til forsøkene ble det benyttet følgende masser:

- Topeka 16 — 45
- Topeka 16 — 55
- Spesialtopeka 16 — 45
- Ab 16 t
- Ab 12 t
- Bunnmasse + sandasfalt
- Støpeasfalt (uten oppvarming)

Endel av massene ble utlagt i flere felt. Alle massene ble produsert av Franzefoss Bruk A/S med unntak av støpeasfalten som ble levert av A/S Spesialdekker. Entreprenør for oppvarming av dekkene var Kristian Olimb A/S. Leggearbeidet ble utført av A/S Spesialdekker, Franzefoss Bruk A/S og Norsk Hageasfalt.

PRØVEUTTAKING OG OPPMÅLING

Det ble tatt masseprøver for samtlige massetyper og felt. Videre ble massetemperaturene målt på samtlige lass, samt temperatur i underlag etter oppvarming i flere punkter pr. felt.

Ved halvsålingsforsøkene ble kjørebansens hjulspordybder målt med rettholt før forsøksutførelsen fant sted. Videre ble hjulsporenes bredde målt. Etter at utlegging og valsing var avsluttet, ble kanthøydene målt. Kanthøydene er høydeforskjellen i langsgående skjøt mellom nytt og gammelt dekke.

På E 18 ble det samtidig med leggearbeidet gjort nødvendige forarbeider for elektromagnetisk tykkelsesmåling, Stratotest. Det ble lagt ut 1 stk. folie over hvert hjulspor.

RESULTATER

Massetyper

Analyseresultatene for Topeka, Ab og støpeasfalt viste for lavt finpukkinnhold. Støpeasfalten hadde dessuten for lavt fillerinnhold, og en maksimal størrelse på bare 12 mm.

Hjulsporene varierte fra 1.2 til 3.9 cm. Forbruket av masser varierte fra 32 til 61 kg/m².

For bunnmasser + sandasfalt var imidlertid forbruket såvidt høyt som 80 kg/m², noe som vesentlig skyldtes at det samtidig ble foretatt endel oppretting etter setningsskader i vegbanen.

Under gunstige forhold og ved gunstig utførelse er Ab og Topeka brukbare masser som gir et moderat forbruk. Støpeasfalt gav også et godt utlegningsresultat med moderat forbruk. Dette felt skulle legges uten forvarming, og det pene utlegningsresultat er derfor noe overraskende. Forklaringen er det særlig lave pukkinholdet, noe som vil føre til dårlige slitasegenskaper.

Det ser ut til at massetyper utlagt i flere operasjoner er mindre gunstige, da lag nr. 2 bevirker et tillegg i kanthøyde og forbruk. De forsøk som ble utført med bunnmasse + sandasfalt tyder på dette.

Forsøket har vist at Ab-masser er lette å legge ved god temperatur på massen. Topeka er generelt vanskeligere å legge og en er her avhengig av høyest mulig temperatur på massen. Ved forsøkene lå massetemperaturen delvis endel over tillatt maksimumstemperatur for vanlig utlegging og disse felt ga leggeteknisk og visuelt de beste resultater.

Forvarmingsenhet

Den infrarøde forvarmingsenhet som ble benyttet hadde en effektiv varmebredde på 2,35 m. Dette forårsaket at vegbanen kun ble oppvarmet i ca. 2/3 av utleggerbredden, noe som ved halvsåling ga tilfredsstillende sammenspleising kun på en side av kjørebansens, da en måtte konsentrere forvarmingen om hjulsporprofilens ene siderygge og midtrygg.

Forvarmingsenheten hadde videre noe lav varmekapasitet med for lav fremdrift som resultat (ca. 2 m/min.). Det medførte at temperaturen i underlaget ikke ble så høy som ønskelig.

Forvarmingsenheten var svært vanskelig å rygge, og det var vanskelig å regulere varmemengden på en rask og enkel måte.

Det er kanskje spesielt ved halvsåling og overflateforbedring at kravet til bredde og varmekapasitet vil gjelde, da disse utførelsens fremdrift for en stor del er avhengig av forvarmingsenhetens hastighet.

Utleggere

Det ble benyttet vanlige asfaltutleggere på de konvensjonelle massetypene. Ved halvsåling med støpeasfalt ble det benyttet en spesiell utleggermaskin som kuttet massen på yttersiden av hvert

hjulspor. Denne utleggertype viste seg velegnet til formålet.

Valses

Det viste seg at en 3-hjuls valse er best egnet for komprimering ved halvsåling. Bakvalsene vil her dekke hjulsporprofilets midtrygg og ene siderygg, dvs. de steder der det er spesielt om å gjøre å få valset den nye massen inn i den forvarmede gamle så raskt som mulig.

Planvalse med vibrasjon og gummi-hjulsvalse ble også prøvd. På enkelte steder kan det bli aktuelt å benytte vibrasjon, men ved normal utførelse vil en få tilfredsstillende kantskjøter også uten bruk av vibrasjon.

Ved bruk av gummi-hjulsvalse viste det seg at ettervalsing med planvalse er nødvendig. Det ser imidlertid ut som om spordannelsen ved bruk av gummi-hjulsvalse er vanskelig å rette ut for en planvalse.

Uansett valsetype oppnås best resultat ved å kjøre med den tyngre bakvalsene så nær asfaltutleggeren som mulig.

Vurdering generelt

Det største problem i forbindelse med halvsålingsforsøkene var for lav temperatur på massene. Årsaken til dette var at en på grunn av den store trafikken måtte utføre forsøket som nattarbeid. Blandeverket kunne ikke levere masse senere enn kl 22.00. Dermed ble massen kjørt i silo innen dette tidspunkt, og dette forårsaket at en god del av massen ble for kald, endel måtte også kasseres.

P.g.a. den kalde massen ble dekkene delvis åpne og ujevne, og det var delvis nødvendig med etterbehandling v.h.j.a. asfaltert sand. På slutten av forsøket ble det imidlertid produsert ekstra varm masse, og da denne i tillegg fikk relativt kort lagringstid i silo, ble leggeresultatet meget bra.

Det var videre vanskelig å få til en kontinuerlig transport av massene. Dette førte til at enkelte biler med masse fikk endel ventetid ved utleggerstedet, noe som også delvis medvirket til lav masstemperatur. Når metoden blir innkjørt regner en imidlertid med at slike problem vil falle bort.

Avstanden mellom forvarmingsenhet og asfaltutlegger ble periodevis for stor slik at det foroppvarmede dekke ble for mye avkjølt før legging og komprimering ble utført. Dermed fikk en vanskeligheter med å få valset nytt og gammelt

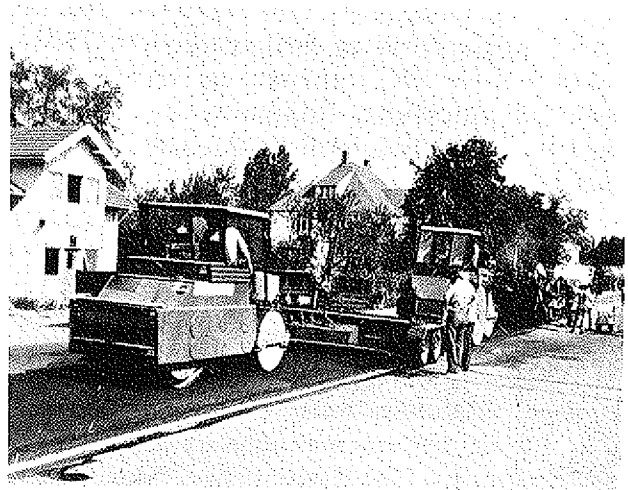


Fig. 5. Reparasjon av hjulsporslitt asfaltdekke etter den nye halvsålingsmetoden.

Repair of a wheel track worn surfacing by the new heater resurfacing method.

dekke sammen. Grunnen til disse vanskelighetene må delvis tilskrives forvarmingsenhetens lave kapasitet, noe som førte til at asfaltutleggeren vanskelig kunne holde kontinuerlig fremdrift. Med det forvarmingsutstyr som i dag kan skaffes er imidlertid disse problemer løst.

2. Utlegging av masser i 1974

FORSØKSSTREKNINGER

Forsøkene ble utført i samarbeid med Akershus Vegvesen på E-6 gjennom Kløfta sentrum (8). Første del av forsøket fant sted 17. til 19. juni og andre del fra 29. juli til 1. august. Værforholdene var meget bra med sol og varme under begge perioder. Forsøkslengden var ialt på 1 570 m. Figur 5 viser et bilde fra forsøket.

MASSETYPER OG ENTREPRENØRER

Det ble benyttet Topeka og Ab 16 t med normal-spesifikasjoner ifølge de generelle kontraktsbestemmelser for 1974. Entreprenør for masseproduksjon og utlegging var Korsbrekke og Lorck A/S, mens Kristian Olimb A/S hadde ansvar for oppvarmingsutstyret.

PRØVETAKING OG OPPMÅLING

Forsøkene ble utført ens over hele forsøksstrekningen bortsett fra to mindre felt hvor oppvarmingen ble sløyfet. Det ble her utført klebing og

legging på vanlig måte som overtrekk. Det ble tatt masseprøver og borkjerneprøver. Masse-temperaturen ble registrert og temperaturen målt på underlaget. Hjulspordybder ble målt med en 1,5 m lang rettholt. Det ble videre lagt ned folier på 12 profiler i hver kjøretning for slitasjemålinger.

RESULTATER

Hjulsporene varierte i middel for hvert felt mellom 1,3 og 1,9 cm med minimum 0,3 cm og maksimum 3,7 cm. Utlagt dekketykkelse var i middel 40 kg/m² for hele strekningen, fra 34 til 54 kg/m² for de ulike felt. Tidsforskjellen mellom oppvarming og utlegging varierte fra 3 – 12 minutter. Fremdriften varierte fra 1,2 til 1,9 m pr. minutt. Heateren måtte ofte vente på grunn av heft av forskjelling art. Uten dette ville en fremdrift på 3 m pr. minutt være fullt oppnåelig.

Temperaturen på massene varierte fra 140 til 174 °C. Variasjonen skyldtes vesentlig at lastebilene ble stående og vente alt for lenge idet de ankom puljevis. Temperaturen på underlaget rett før legging varierte fra 80 til 125 °C med snitt på 100 °C ned til 2,5 – 3 cm i underlaget.

Analyseresultatene fra massene viste at bindemiddelinnholdet var noe lavt og at også innholdet av grov finpukk var for lavt for topekamasene. For Ab 16 t var bindemiddelinnholdet tilfredsstillende, men innholdet av grov finpukk for lavt. Hulrominnholdet i prøver tatt midt i hjulspor lå midt mellom toleransegrensene både for Topeka og Ab 16 t.

Det er ikke påvist at det gamle dekke skades under oppvarmingen med det benyttede utstyr.

Videre har borkjerneuttak vist at heften mellom gammelt og nytt dekke er meget tilfredsstillende.

Senere undersøkelser har også bekreftet disse resultater, da en aldri har registrert vedheftningssvikt mellom gammelt og nytt dekke.

VURDERING AV RESULTATER

Oppvarming

Man hadde ventet bedre oppvarming av vegbanen med det utstyr som var til rådighet, men oppnådde temperaturer viste seg likevel å være tilfredsstillende ved en fremdriftshastighet på ca. 3 m/min. Oppvarming/fremdriftshastighet

vil være avhengig av massekvaliteten i underlaget. Tidligere dekke gjennom Kløfta var av høyverdig kvalitet med 50 – 70 pen. bindemiddel, altså "tung" å varme opp. Ved andre strekninger hvor det er utført halvsåling ved omtrent samme værforhold og etter samme metode, men med ikke så høy massekvalitet i underlaget, er det oppnådd fremdriftshastigheter 4 m/min. med samme temperatur i underlaget som oppnådd ved Kløfta.

Klebing i stedet for oppvarming

Det ble utført forsøk på 2 mindre felt à ca. 60 m med klebing istedet for oppvarming. Ved det første felt ble dekktykkelsen særlig stor, dels på grunn av atskilling dypere hjulspor enn ellers på strekningen (3,5 – 4 cm) og dels på grunn av at dekket ble lagt med overhøyde og innpå motstående reparerte felt.

Reparasjonen ble her tilfredsstillende. På neste felt ble det lagt i samme tykkelse som ellers ved forsøket. Her ble reparasjonen fullstendig mislykket idet massen ble "dratt fra hverandre" med større, helt åpne partier. Ved begge steder ble det brukt Ab 16 t.

Hjulspordybder, masseforbruk

Ved Kløfta hadde en et masseforbruk på ca. 40 kg/m² ved gjennomsnittlig ca. 1,5 cm hjulspordybde. Ved Matitim i 1973 hadde en ca. 50 kg/m² med gjennomsnittlig hjulspordybde ca. 2,5 cm. Dette viser at det er dårlig relasjon mellom hjulspordybde og masseforbruk, dvs. en tjener ikke inn på masseforbruk ved liten hjulspordybde. Hjulspordybden bør være minimum 2 cm, helst over 2,5 cm for å oppnå et samspill i så måte.

Massetyper og utstyr

Forsøket bekrefter at man kan bruke høyverdige, vanlige massetyper for de sterkest trafikkerte veger. Det kreves ikke spesialutstyr, bortsett fra heaterenhet. Konvensjonelt utstyr benyttes, men det anbefales 3-hjuls valse for å klemme ned og "sveise" skjøtene.

3. Erfaringer

Reparasjon av hjulsporslitte asfaltdekker utføres mer og mer etter denne metoden, både i Statens Vegvesen og i kommunene. Det er inntil 1978

lagt tilsammen ca. 1 100 km, og det legges ca. 300 km årlig. Dette gir et godt grunnlag for en generell og økonomisk vurdering. I tillegg er forsøksstrekningene fulgt opp ved regelmessige slitasje- og holdbarhetsmålinger.

SLITASJEMÅLINGER

Reparasjonsmetodenes anvendbarhet er fulgt opp ved årlige inspeksjoner og slitasjemålinger. Erfaringene fra de visuelle befaringer er meget positive. Slitasjeresultat fra forsøkene er vist i fig. 6 og 7.

Resultatene fra E-18 er vist i figur 6. Ved en innbyrdes vurdering av dekketyperne fremgår at Spesialtopeka er best. Ab 16 t og Topeka 16 - 45 har gitt omtrent likeverdig resultat. Dette kan vesentlig skyldes større manko på grov finpukk i Topekabelegning enn i Ab 16 t belegningen.

Belegningen med sandasfalt og grunnmasse fikk som ventet stor slitasje i begynnelsen. Denne type utførelse er heller ikke særlig aktuell både p.g.a. at den er omstendelig, dyrere og som det her fremgår mindre slitesterk.

Noe overraskende kan det være at støpeasfalten ga såvidt stor slitasje. Årsaken er trolig at massen har maksimal steinstørrelse på bare 12 mm. En får dermed ikke noe eller svært lite grovt materiale å slite på, men dette gir selvsagt et penere dekke, spesielt da denne variant skal legges uten forvarming. Resultatene for Ab 12 t-dekket er ikke vist i figuren. Dette skyldes at belegningens dekketykkelse bare var litt over 1 cm og at alt dette var bortslitt etter første vintersesong.

I figur 7 har en vist slitasjeforløpet ved det andre forsøket på E-6 ved Kløfta. Målingene viser at Topekadekket har mindre slitasje enn Ab 16 t-dekket.

Dette vil en normalt kunne forvente, selv om disse masser hadde for lite grovt finpukk i.h.t. analyseresultatene.

Selv om det ikke er foretatt slitasjemålinger på konvensjonelt utlagte dekker i forbindelse med disse to forsøkene, så er ikke slitasjeforløpet anderledes enn det en normalt kan forvente på veger med tilsvarende trafikk. En kan derfor konkludere med at slitestyrken og dermed levetiden på belegninger utlagt etter halv-sålingsmetoden, er likeverdig med slitestyrken på tilsvarende konvensjonelt utlagte belegninger.

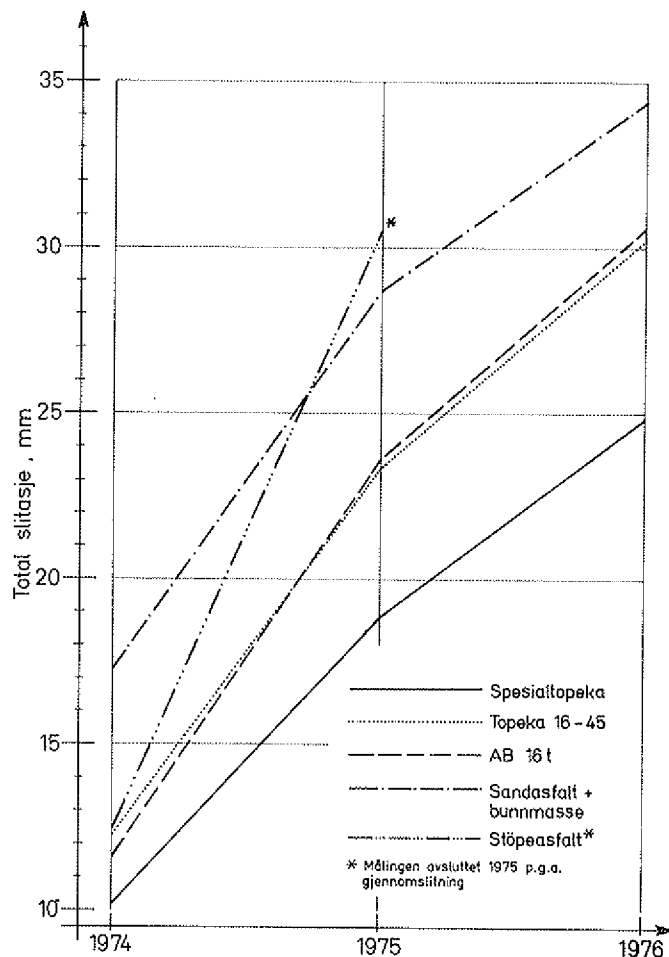


Fig. 6. Slitasjemålinger E18 Drammensveien v/Maritim 1973/74 - 1974/75 - 1975/76. Halvsåling med forskjellige dekktyper.

Wear measurement E18 Drammensveien (Maritim). Experiments with different types of surfacings by using the new heater resurfacing method.

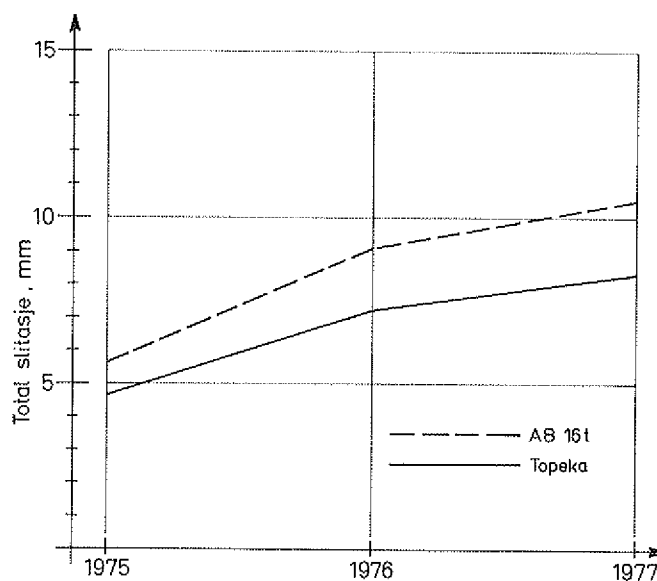


Fig. 7. Slitasjemålinger E6 Kløfta, 9174/75 - 1975/76 - 1976/77. Halvsåling med forskjellige dekktyper.

Wear measurement E6 (Kløfta). Experiments with different types of surfacings by using the new heater resurfacing method.

KOSTNADER

Kostnader beregnet i de enkelte forsøk er vanskelig. Dette fordi en ofte har mange forskjellige massetyper og utførelser som skal prøves. Likeledes blir det mye heft p.g.a. et ganske omfattende prøvetakingsprogram og fordi metoden er ny og ukjent. Priser basert på de første forsøk vil derfor ikke gi et realistisk bilde av kostnadene.

Vedlikeholdskontoret i Vegdirektoratet har imidlertid priser for konvensjonell legging, halvsåling og hjulspor-reparasjon etter Cutler-metoden gjeldende for entrepriser utført i 1977 i Østlandsområdet. Disse viser følgende forholdstall:

Konvensjonell	40,10 kg/m ²	100%
Halvsåling	17,32 kg/m ²	43%
Cutler-metoden	24,32 kg/m ²	61%

Detaljer i utregningene er vist i appendix.

Summary

Extensive use of studded tires had reduced the service life of the surfacing on heavily trafficked roads in Norway to 3 – 4 years. The research on surfacing wear problems has therefore been given high priority.

The paving mixes used for urban roads contain the highest possible amount of coarse aggregates in order to improve the resistance to wear. These very coarse mixes have to be laid in relatively large thicknesses, about 40 mm, in order to give a satisfactory surfacing.

Due to this, the urban roads maintenance expenses are very high and a new, low cost resurfacing method was developed during the period 1968 to 74 by the Norwegian Road Research Laboratory, which is part of the Public Roads Administration.

This method is based on the use of large infrared heaters and the laying of a thin overlay while the old surface is still hot and soft. The amount of surfacing material used is just sufficient to fill the ruts, and on the thin parts of this overlay the coarse new material is rolled into the old softened surface without any planing, scraping or other mechanical treatment.

This method has been named the Heater Resurfacing Method, and the resurfacing costs are reduced to less than 40% of the cost of a traditional resurfacing, and still give the same service life.

Referanser

1. *T. Thurmann-Moe* (1970): Slitasje på forskjellige vegdekketyper forårsaket av piggdekk og kjettinger. Meddelelse nr 36, Veglaboratoriet, Oslo.
2. *Internasjonal Research Symposium om Pavement Wear, Oslo 1972*. Meddelelse nr. 45, Veglaboratoriet, Oslo.
3. *J. Hode Keyser og T. Thurmann-Moe* (1973): Slitesterke bituminøse vegdekker. Meddelelse nr. 44, Veglaboratoriet, Oslo.
4. *T. Thurmann-Moe* (1973): Vegdekkskader pga vedlikehold, piggdekk, kjettinger - Trafikksikkerhet. Intern rapport nr. 407, Veglaboratoriet, Oslo.
5. *S. Dørum* (1977): Piggdekkets utvikling i Norge. Innlegg til NKI's Forskningskonferanse om piggdekkproblematikk, Finland.
6. *T. Thurmann-Moe og R. Wold* (1973): Prosjektbeskrivelse — Halvsåling av asfaltdekker. Feltforsøk 1973. Intern rapport nr. 409, Veglaboratoriet, Oslo.
7. *T. Thurmann-Moe, R. Wold, S. Dørum og A. J. Evensen* (1974): Halvsåling, flatelapping og overflateforbedring av asfaltdekker. Feltforsøk 1973. Intern rapport nr. 552, Veglaboratoriet, Oslo.
8. *R. Wold* (1974): Hjulspor-reparasjon med oppvarming. Asfaltkonferansen 1974, Hamar.
9. *T. Thurmann-Moe og R. Wold* (1974): Retningslinjer for reparasjon av hjulsporslitte asfaltdekker ved oppvarming og utlegging av høyverdig asfaltmasse i hjulsporene (halvsåling). Intern rapport nr. 595, Veglaboratoriet, Oslo.

APPENDIX

Kostnadene for alternative reparasjonsmetoder. Priser som for entrepriser, Østlandsområdet 1977.

Alternativ I. Konvensjonell legging, 21.100 m² :

Klebing a kr 0,50 pr m ²	Kr. 10 550,-
Oppretting 1090 t + Ab t a kr 211,-	» 229 990,-
Slitelag 2005 t Topeka 95 kg/m ² a kr 244,-	» 489 220,-
Avstrøing 211 t Af 8 - 12 mm, 10 kg/m ² a kr 316,-	» 66 676,-
Transport 3306 tonn a kr 15,-	» 49 590,-
	<hr/>
Totalt	Kr. 846 026,-

som pr m² gir kr 40,10

Alternativ II. Forvarming og halvsåling, 21.100m² :

Infrarød oppvarming 21.100 m ² à kr 2,-	Kr. 42 200,-
Slitelag 950 t Topeka, 50 kg/m ² à kr 259,-	» 246 050,-
Avstrøing 190 t Af 8 - 12 mm, 10 kg/m ² à kr 316,-	» 60 040,-
Transport 1140 tonn à kr 15,-	» 17 100,-
	<hr/>
Totalt	Kr. 365 390,-

som pr m² gir kr 17,32

Det vil m.a.o. sia at halvsåling med infrarød oppvarming utgjør under halve prisen av konvensjonell legging.

Ved beregning av antall tonn Topeka i alt. II er det beregnet 10% mindre areal enn ved alt. I. Dette fordi både langs vegmidten og sidene, hvor dekket nulles ut, blir et felt som ikke legges. Dette blir større i kurver og ved andre vegutvidelser. Som en følge av dette får en vesentlig mindre antall tonn asfalt som igjen fører til en prisheving pr tonn. I dette eksemplet er det regnet med kr. 15,- pr tonn.

Alternativ III. Cutlermetoden, 21.100 m²

Slitelag 950 t Topeka, 50 kg/m ² à kr 259,-	Kr. 246 050,-
Avstrøing 190 t Af 8-12 mm, 10 kg/m ² à kr 316,-	» 60 040,-
Transport 1140 tonn à kr 15,-	» 17 100,-
Oppvarming og utlegging etter Cutlermetoden 18990 m ² à kr 10,-	» 189 900,-
	<hr/>
Totalt	Kr. 513 090,-

som pr m² gir kr 24,32

Etter dette utgjør halvsålingsmetoden ca 43 prosent av utgiftene til konvensjonell legging mens tilsvarende for Cutlermetoden er ca 61 prosent.

FREMTIDSPERSPEKTIVER PÅ FULLPROFILBORING AV VEGTUNNELER

Full face boring of road tunnels in crystalline rocks

ARNE GRØNHAUG

Sammendrag

På området fullprofilboring har det i de seneste 10 – 15 årene funnet sted en betydelig utvikling. Det er foretatt analyser for å finne ut om fullprofilboring av vegtunneler er et realistisk alternativ, i første rekke for enfeltstunneler med profil ca. 30 m².

Fullprofilboring antas ennå å være kostbarere enn konvensjonell tunneldrift i områder hvor det ikke er nødvendig å legge restriksjoner på sprengningene på grunn av omgivelsene. Den antatte merkostnaden må veies mot den generelt forbedrede kvalitet, arbeidssikkerhet, miljø og redusert behov for vedlikehold som fullprofilboring medfører.

Bakgrunn

De første forsøk på fullprofilboring i krystallinske bergarter fant sted i New York i 1965. Etter å ha

drevet 70 m i granittiske gneiser ble det likevel nødvendig å gå tilbake til konvensjonell drift. Men takket være dette forsøket og andre banebrytende prosjekter har det skjedd en rivende utvikling av fullprofilboreteknikken. Utviklingen har nå kommet så langt at det er nødvendig å følge den nøye for ikke å bli stående utenfor.

Det har lenge vært akseptert at TBM-teknikken (fullprofilboring) byr på vesentlige fordeler fremfor konvensjonell tunneldrift. For å illustrere den mest iøyenfallende fordel, kan det være interessant å ta utgangspunkt i en vegtunnel fra oldtiden. Fig. 1 viser en vegtunnel som har tjent trafikken på en av hovedveiene til Rom frem til i dag. Detaljene fra tunnelveggen viser merkene etter bergmennenes hakker. De samme merker viser at overmasser ikke var noe problem ved dette anlegget, fig. 2. Det er også tydelig at det ikke har falt ned mange stein i løpet av de 1900 år tunnelen har vært i tjeneste.

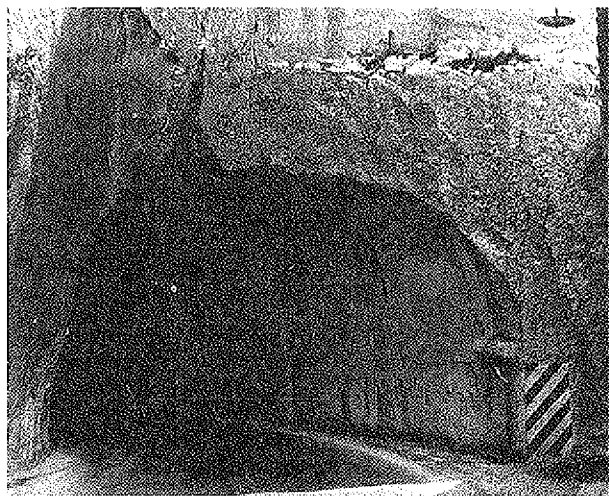


Fig. 1. Denne nydelig uthugne vegtunnelen på Via Flaminia mellom Roma og Rimini har tjent trafikken uten nevneverdig vedlikehold i 1900 år.

This nicely hand cut road tunnel on Via Flaminia between Rome and Rimini has served transportation with a minimum of maintenance for 1900 years.

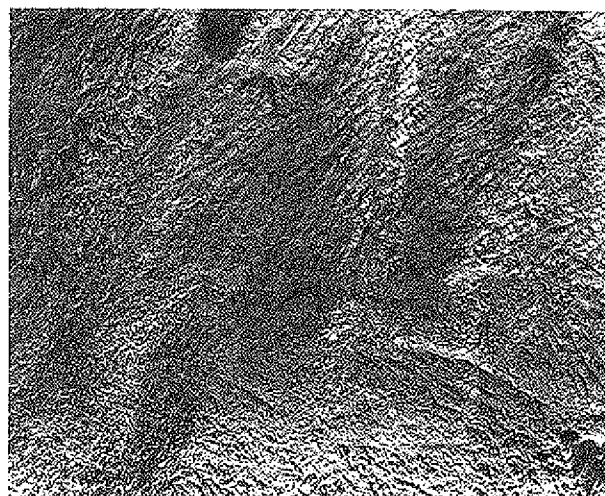


Fig. 2. Detalj fra veggen som viser merker etter bergmennenes brytningsredskaper.

Inprints in tunnel wall from miners picks.

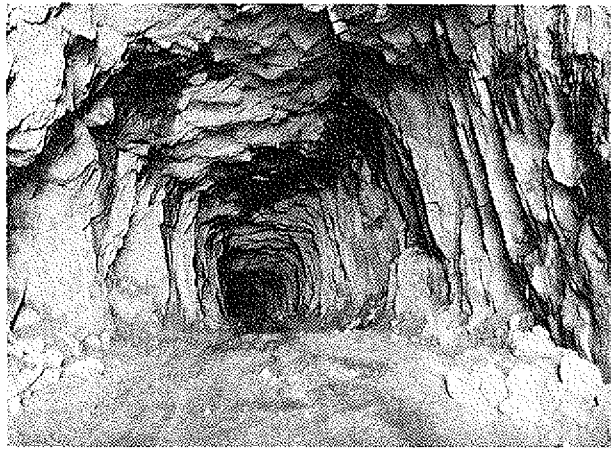


Fig. 3. Innføringen av sprengstoff betydde en revolusjon for tunneldriften, men her demonstreres sprengningsmetodens viktigste ulempe: Mindre muligheter for å oppnå en drift som skåner gjenstående berg. Fra en vegtunnel drevet i begynnelsen av 70-årene.

Introduction of explosives meant a revolution in tunnelling. Here a demonstration of the main drawback of blasting: Less control to strain and damage the surrounding rock.

Fig. 3 viser en tunnel bygd i begynnelsen av 1970-årene. Det skal ikke underslås at man vanligvis oppnår meget bedre resultater. Bildet er da heller ikke tatt med for å karakterisere den gjennomsnittlige standard av vegtunneler drevet konvensjonelt, men for å påpeke de begrensede muligheter en i mange tilfeller har for styring av driften i retning av bedre utførelse.

Ved fullprofil tunnelboring er en igjen tilbake til en driftsmetode der denne kvalitet er innbygd, slik at en er sikret en bestemt kvalitet som bare i en liten grad er avhengig av subjektiv utførelse. Men selv om sprengningsarbeidet utføres perfekt vil det likevel være en kvalitetsforskjell mellom fullprofilborete og konvensjonelt drevne tunneler.

Dette vil gi seg utslag i verdien av tunnelen som vegforbindelse på flere måter. For det første vil de jevne konturene gi bedre optisk linjeføring slik at bilføreren lettere kan følge kjørefeltet. De jevne veggene vil gi bedre lysrefleksjon slik at behovet for belysning blir mindre. Luftstrømmingen i tunnelen blir hindret i mindre grad slik at behovet for ventilasjon blir redusert.

Det er utvilsomt at de skånsomt utborete konturene i mindre grad vil bli utsatt for forvitring og nedfall. For vedlikeholdet må det ventes besparelser først og fremst i forbindelse med rutinemessig rensk, vannlekkasjer og frost. Alt i alt vil rensken stort sett kunne reduseres til en løpende besiktigelse av hvelvet. De reduserte på-

kjenninger vil føre til betydelig innsparing til bergforsterkning ved bolting, unntatt der det forekommer bergtrykksytringer.

Det er videre sannsynlig at tunnelavsnitt som nå blir utstøpt, i en viss utstrekning vil kunne sikres med systematisk bolting, eventuelt kombinert med bånd og nett. Vanskeligheter ved fullprofilboring oppstår ved drift i så dårlig berg at spennskoene ikke får feste, og når hvelvet faller ned før maskinen har passert. I slike tilfeller vil sikringsarbeidene få mye større konsekvenser enn ved konvensjonell drift.

Totalt sett er det vannlekkasjene som forårsaker de høyeste sikringsomkostninger i de vegtunneler som nå bygges. Det må antas at det som regel er gunstigere lekkasjeforhold i fullprofilborete tunneler enn i utsprengte. Spesielt vil en regne med at vannlekkasjene blir mindre utbredt ved at de opptrer mere konsentrert, men det er også rimelig å regne med en mindre vanntilstrømning totalt.

Foreløpig er det ikke funnet dokumenterte opplysninger om hvor mye sikringsarbeide som er innspart ved fullprofilboring, men fra flere anlegg foreligger det klare, skjønnsmessige vurderinger om dette. Således ble det ved fullprofilboring i Stockholm antatt en reduksjon til "under det halve" og Trondheim til "omkring det halve".

Det er de økonomiske forhold som lenge har vært en avgjørende motforestilling mot en generell anvendelse av metoden. Spesielt ble omkostninger til borverktøy og reparasjoner regnet for å ligge på et høyt nivå.

For å få en oversikt over den senere tids utvikling er det foretatt litteraturstudier, innhentet opplysninger fra byggherrer, entreprenører og maskinprodusenter, samt sendt steinprøver fra spesielle prosjekter for vurdering av borbareheten. Dessuten er Vegvesenets planer gjennomgått for å vurdere i hvilken utstrekning det finnes prosjekter der TBM vil kunne brukes med fordel. Det synes foreløpig å være enkelte tunneler med tverrsnitt på ca. 30 m² som synes mest aktuelle for fullprofilboring. Dette tverrsnitt finnes ikke i Vegnormalene, men flere forhold taler for at et så lite tverrsnitt kan aksepteres dersom tunnelen drives med fullprofil tunnelboremaskin (TBM).

Ved enkelte prosjekter med lang vegtunnel som vil få liten trafikk kan en tenke seg at en kan få en permanent vegforbindelse ved bygging av møteplasser. I andre tilfelle der trafikken vil kunne bli så stor at det vil kunne oppstå ventilasjonsproblemer, vil to enfelts tunneler kunne bli

aktuelt. Et tredje aktuelt tilfelle er vegprosjekter som i begynnelsen vil ha liten trafikk, slik at en kan bygge en felts tunnel som siden kan utbygges med ytterligere en parallell en felts tunnel. Dessuten er det klart at fullprofilboring har åpenbare fordeler i tettbygde strøk og kanskje spesielt der en arbeider med liten bergoverdekning, og/eller i berg av dårlig, men ikke meget dårlig kvalitet.

Før en kan vurdere mulighetene nærmere, er det nødvendig å foreta grundig geologisk kartlegging, helst supplert med kjerneboringer gjennom kritiske partier. Demest må det utføres en omfattende testing av store, representativt uttatte prøver av de ulike bergarter i prosjektområdet. Slik prøvetagning er utført for tunnel gjennom Nygårdshøyden i Bergen og tunnel Fjærland – Skei.

For å få inntrykk av forholdene ved fullprofil tunneldrift i dag er det valgt ut fire anlegg som er interessante for de prosjektene som er nevnt foran. Det er imidlertid klart at utviklingen går så fort at godt dokumenterte opplysninger lett er blitt foreldet. De fire anleggene omfatter boringer med diameter ca. 6 m i krystallinsk berg (se fig. 4.) og ligger i Echaillon og Belledonne, Arc-Isere, Frankrike, Taloro, Sardinia, Italia og Washington D.C., USA.

Borstet	Berggrunn	Diameter (m)	Påbegynt	Lengde (m)	Bortid brutto	Inndrift m/mnd brutto
Echaillon Frankrike	Gneis	5,9	1972	640	4 mnd	160
Taloro Sardinia	Granitt	6,4	1974	3100	14 mnd	220
Arc Isere Frankrike	Gneis	5,9	1974	5400	26 mnd	210 *
Washington D.C. USA	Gneiser	5,8	1974	5700	21 mnd	270 **
Washington D.C. USA	Gneiser	5,8	1975	4200	13 mnd	320 **

* Driftstans 8 1/2 mnd, delvis p.g.a. ombygging av maskinen og sikring av ras.

** To parallelle tunneler som krever montering av fullprofilbormaskinen to steder.

Fig. 4. Data fra fullprofilboring av tunneler i hardt berg. Data from full face boring in crystalline rocks.

Echaillon, Frankrike

Ved Echaillon, Frankrike, ble det i 1972/73 drevet en 4,7 km lang tunnel. Det ble benyttet en Wirth-maskin med 5,9 m diameter, som boret gjennom gneis i en lengde av 640 m i løpet av 100 arbeidsdager. Maksimal inndrift pr. dag var 16,5 m og den gjennomsnittlige inndrift var

6,4 m. Borskivene hadde en gjennomsnittlig levetid på 81 fm³. Inndriften gikk noe ujevnt, men uten større forsinkelser eller uhell på grunn av rasfare eller ras. Bergarten er delvis karakterisert som gneis og delvis som "le cristallin", og den oppgitte trykkfasthet ligger mellom 400 og 1600 kg/cm² (40 000 og 160 000 kN/m²).

Taloro, Sardinia

I Sardinia, ved Taloro ble det i 1974/75 boret en vannkrafttunnel på 3400 m lengde med en Robbinsmaskin med 6,4 m diameter, Maskinen var en ombygd 1970-modell, der matningsinntrykket pr. kutter var øket fra 13 til 16 tonn, og antall kuttere var øket fra 42 til 53.

Berggrunnen er en del av det Sentral-Sardiniske massiv og består av granitt med variasjon til granodioritt. Den varierer fra frisk granitt, oppsprukket granitt, forvitret granitt til oppbrutt granitt.

Bemannning på maskinen var 13 mann på hvert skift, inkludert mannskap for transport. I tillegg kom et arbeidslag på 8 mekanikere og elektrikere.

Driften ble igangsatt med konvensjonell drift, men etter tre måneder satte en igang med montering av maskinen, noe som tok 3 1/2 måned mot forutsatt 2, fig. 5. Deretter gikk inndriften pr. uke gradvis opp til ca. 70 m etter 7 ukers drift, men variasjoner gjorde at månedsinndriften først stabiliserte seg på 300 m etter 6 måneder. Etter 8 måneder oppsto et opphold i driften på 1 1/2 uke, fig. 6.

Fordelingen av bergkvalitet går fram av fig. 7 som også viser fordelingen av inndrift pr. time, inndrift pr. dag, samt den prosentvise netto

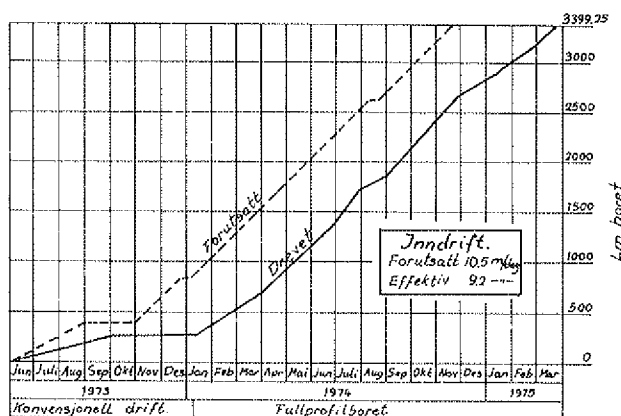


Fig. 5. Inndriften under boringen av tunneler ved Taloro. Full face drilling progress at the Taloro tunnel.

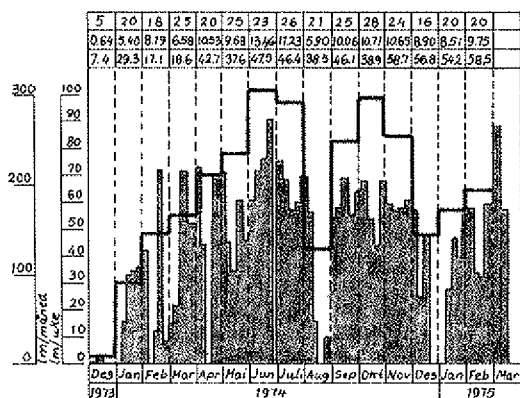


Fig. 6. Histogrammet viser inndrift pr. måned (tykk strek) og pr. uke (gråtone) ved boring av Taloro-tunnelen. *Monthly and weekly progress at the Taloro tunnel.*

boretid på de ulike tunnelavsnitt. Det går fram at inndriften øker sterkt ved økende oppsprekingsgrad eller forvitningsgrad av berget, men at den går ned i knusningssonene.

I frisk, uforvitret granitt er inndriften 0,75 m/t og øker gradvis til 3 m/t i sterkt oppsprukket og forvitret berg. Den prosentvise utnyttelsesgraden av maskinen steg etterhvert opp mot 50%, mens gjennomsnittet ble på 42%. Gjennomsnittlig ble maskinen ettersatt og vedlikeholdt i 22,5% av tiden, og utskiftning av kuttere stod for 8%. I resten av tiden ble det utført sikringsarbeider og diverse. Beste resultat lå på ca. 60% utnyttelse, som ble gjennomført i en sammenhengende strekning på 200 m.

Kutterne hadde en levetid på 40 fm³ i frisk granitt, 80 fm³ i oppsprukket granitt og 160 fm³ i oppsprukket og forvitret granitt, i gjennomsnitt en levetid på 70 fm³.

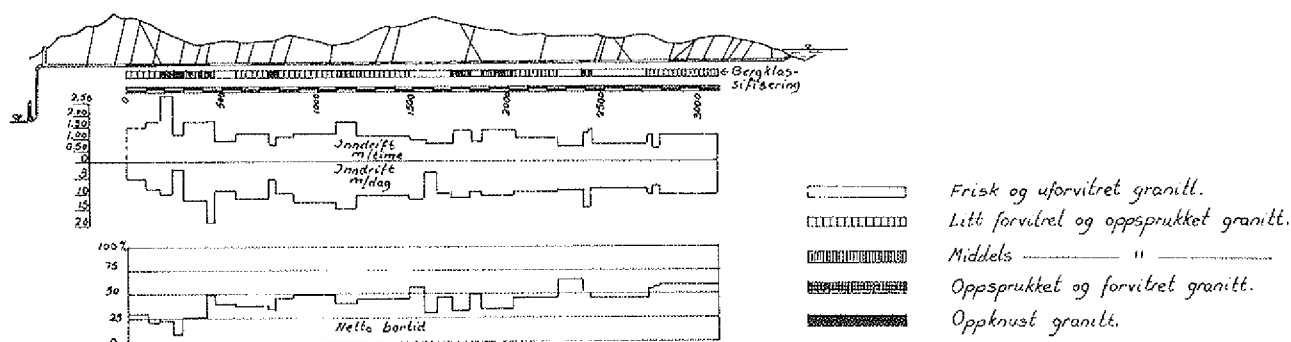


Fig. 7. Lengdeprofil at Taloro-tunnelen som viser inndriften som funksjon av bergkvaliteten. *Progress as a function of rock quality.*

Belledone, Arc-Isere, Frankrike

Anlegget ble startet opp i begynnelsen av 1974 med en Wirth-maskin med diameter 5,9 m. Kontrakten lød på 9600 m av en total lengde på 19000 m. Bergrunnen er karakterisert som krystallin, dvs. gneiser. Det første året ble det drevet 2700 m, i 1975 ble det drevet 2300 m og fra nyttår til først i april 1976 ble det drevet 1450 m. Når driften går normalt uten lengre avbrudd, viser driftsresultatene seg å variere mellom 400 m og 500 m/mnd.

Forskjellige forhold har imidlertid forårsaket lengre driftsstans. Ved P 2700 var det 3 1/2 måneders driftsstans på grunn av sikringsarbeider i dårlig berg. Dessuten var det 2 1/2 måneders driftsstans første året på grunn av reparasjoner og ombygging av maskinen. Videre var det 2 måneders driftsstans på grunn av sikringsarbeider ved P 4960 og 3 uker ved P 6437.

I to tilfeller, ved P 2700 og P 4960 ble det nødvendig å drive en omløpstunnel for å sikre hvelvet ved og foran maskinen. Den midlere inndrift pr. time er oppgitt til 1,33 m/t og kutterne (med to skiver) hadde en midlere levetid på 117 fm³.

Washington D.C., USA

Ved bygging av undergrunnsbane i Washington benyttes det en Robbinsmaskin med diameter 5,8 m og med matningskraft pr. kutter på 18 tonn. Maskinen ble bestilt i april 1973 og levert på anleggstedet januar 1974. Etter en monterings tid på 1 1/2 måned, ble den så satt i drift i en 5700 m lang tunnel. Den neste kontrakten

omfatter videre boring av 4300 m tunnel samt noen andre arbeider.

Berggrunnen varierer endel og består av gneiser av granittisk til diorittisk sammensetning, amfibolitt, hornblendegneis samt ca. 10% klorittskifer og kvartsårer. Fremdriften var ved besøk på anlegget oppgitt til gjennomsnittlig å ligge på 2 m pr. time, maksimalt 3 m. Beste døgndrift ble oppgitt til 30 m og ukeinndrift til 90 m, alt på 3 skift, og under jevn drift uhemmet av spesielle vanskeligheter. I driften er det lagt inn 4 timers daglig vedlikehold av maskinen og full utskiftning av kuttere hver lørdag.

Anlegget ble ferdig i oktober 1975. Dette gir en anleggstid på 21 måneder, og en brutto inndrift på 270 m/mnd. Den neste kontrakten på 4200 m ble igangsatt i 1975 og ble fullført på 1 år. Brutto inndrift ble her ca. 350 m/måned.

Fra anlegget ble det medtatt en prøve av bergarten som ble brutt ut under besøket. Den besto av en meget massiv og seig amfibolitt. En vil anta at denne bergarten sammen med kvartsårene representerer noe av det vanskeligst borbare berg som finnes i norsk grunn. Et helhetsinntrykk av tunnelen var meget godt. Det var jevne konturer med få slepper og bruddsoner. Vannlekkasjene varierte fra drypp til betydelig vannføring som ble ledet ned med plastfolie. På partier som ble ansett som kritiske, var det montert 6" stålbuerskolet opp mot konturen med trebjelker. Hele hvelvet var sikret med systematisk bolting, bånd og netting, noe som etter vanlig oppfatning her ville blitt bedømt som en overdimensjonering av sikringen.

Forutsetninger for vellykket drift

På grunn av de høye faste utgiftene er det nødvendig å få så sammenhengende drift som mulig. Etter de erfaringer som er vunnet, ser det ut til å være visse forhold som det spesielt er viktig å rette oppmerksomheten mot for å oppnå dette.

Driftsstans eller nedsatt drift på grunn av uforutsette geologiske forhold forekommer, og det er fortsatt vanskelig å bedømme driftsforholdene i ulike berggrunn med tilfredsstillende grad av nøyaktighet.

Fullprofilboring krever imidlertid at det legges en driftsplan som forutsetter god kjennskap til driftshindringer i de ulike tunnelavsnitt slik som lav inndrift, fare for fastkjøring og høy kutter-slitasje.

De geologiske forhold må kartlegges i detalj i terrenget, og usikre avsnitt må undersøkes, helst ved boringer. Videre må det foretas en grundig laboratorieundersøkelse av bergtypene i prosjektområdet for å bedømme borslitasje og inndriftsforhold. Dersom prøvetagningen er representativ og alle antatte bruddstrukturer er gjennomført med kjerneboring, må en anta at det foreligger et godt grunnlag for bedømmelse av driftsforholdene.

Forhold som har vist seg å skape vanskeligheter for en kontinuerlig drift, er laste- og transportsystemet. I de beskrevne anlegg skjer transporten med skinnegående utstyr. Dette er ikke så vanlig her i landet, hvor en har bedre tro på gummihjulgående transport. Gummihjulgående transportutstyr av den type som benyttes her, vil kreve snu- og møteplasser i en 30 m² tunnel. Dersom møteplasser må bygges med mellomrom, vil driften bli komplisert idet det må foretas sprengningsarbeid nær kraftkabelen, og en må inn med separat driftssystem for boring.

Det er således behov for et mere skreddersydd transportsystem enn det som finnes på markedet for tiden, dvs. en trucktype av størrelse som ligger mellom de typene som nå benyttes, og som kan kjøres i begge retninger. Spesielt der en regner med å få en høy inndrift, er det avgjørende å få et mere pålitelig transportsystem.

Det må også legges stor vekt på å oppnå at boremaskinen virker pålitelig. Dette krever et godt verksted og et grundig opplegg av rutiner for service og reparasjoner.

Arbeidssikringen er også et forhold det er nødvendig å beherske. Den bør baseres på et lite antall gode og rimelige metoder som helst bør inngå i den permanente sikringen, eller som ikke vil være til hinder for denne. Det er bygd fullprofil boremaskiner med boreutstyr for bolting, og injisering eller sprøytebetongutstyr montert like bak borhodet. En annen mulighet er sikring med stålbuerskolet som kan monteres automatisk bak borhodet, og skiftes ut med annen sikring så langt bak maskinen at dette arbeidet ikke forstyrrer driften.

Det største problemet er faren for fastkiling på grunn av ras og deformasjoner. På de tunnelavsnittene der det foreligger slik fare, må det på forhånd være utarbeidet spesielle driftsplaner slik at hindringene for driften blir minst mulig.

Fremtidsperspektivene

Det utføres for tiden et omfattende utviklingsarbeid på området brytning av berg. Selv om noen av brytningsteknikkene det arbeides med, kanskje ikke ligger så langt frem i tiden, skal de ikke berøres her. Derimot skal det drøftes i hvilken grad de erfaringer som er gjort med eksisterende utstyr og de forbedringer som kan gjøres i det nåtidige opplegg, kan antyde noe om fullprofilboringen. Det er foran beskrevet forhold der forbedringer av systemet synes nærliggende.

Fig. 8 skisserer en antagelse av kostnadsutviklingen ved fullprofilboring. Grunnlaget for fremstillingen bygger på grove gjetninger fra sammenraskete opplysninger av høyst ulik karakter og kvalitet fra anlegg med vidt forskjellige forhold og forutsetninger. Ved kurvens avslutning på høyre side (1975) er det forutsatt at tunneldriften foregår i hardt norsk berg, dvs. i gneisgranitt som testet i forbindelse med Fjærlandsprosjektet. Det er også forutsatt at tunnelboremaskinen avskrives på 25 km og at tunnallengden er minst 3 km. Det er videre forutsatt en inndrift på 20 m/døgn, et tall som er anslått på grunnlag av testrapport fra Robbins, de foran beskrevne erfaringer og egne vurderinger.

Resultatet ved oppstilling i poster som vist blir noe usikker, men totalt viser postene en reduksjon med tiden. Det som går tydeligst frem av fremstillingen, er den markante nedgang i kutteromkostninger. Fra for noen år siden å være en dominerende kostnad, synes den nå å være kom-

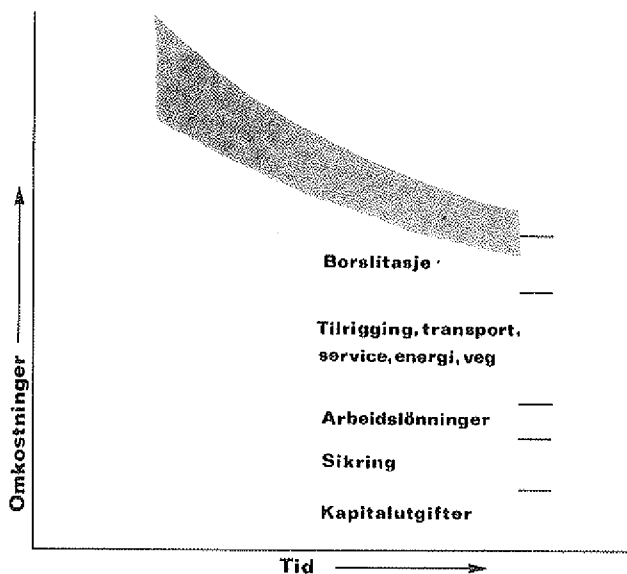


Fig. 8. En generalisert antagelse av kostnadsutviklingen ved fullprofilboring siste decennium.

Cost trend for full face boring in the last 10 - 15 years.

met ned på nivå med andre poster. Imidlertid er det nødvendig i denne forbindelse å understreke at spesielt borslitende bergarter vil gi andre resultater. En annen side ved utviklingen er den stadige økningen av inndriften, noe som er muliggjort ved anvendelse av betydelig høyere matningstrykk og utstyr som tåler dette.

Fig. 9 er et forsøk på å antyde noe om utviklingen i forhold til konvensjonell drift. Der er forutsatt at driften ikke foregår i områder der det er restriksjoner på sprengningsarbeider, og at innsparing i sikringsomkostninger ved fullprofilboring er 25%, et tall som skulle ligge på den sikre siden.

På bakgrunn av den sterke utvikling av fullprofilboringen i de senere år synes det som om enda bedre resultater er nær forestående. Ut fra de forutsetninger som er beskrevet tidligere, synes det imidlertid som om det enda er en mindre differanse i anleggskostnader i favør av konvensjonell drift. I dagens situasjon må denne differansen veies mot den høyere kvalitet som fullprofildrift innebærer, og de besparelser til sikring og vedlikehold som kan oppnås ved det enkelte prosjekt.

Summary

An important progress in the field of tunnel boring machines has taken place in the last decade. Studies are under way to assess the ad-

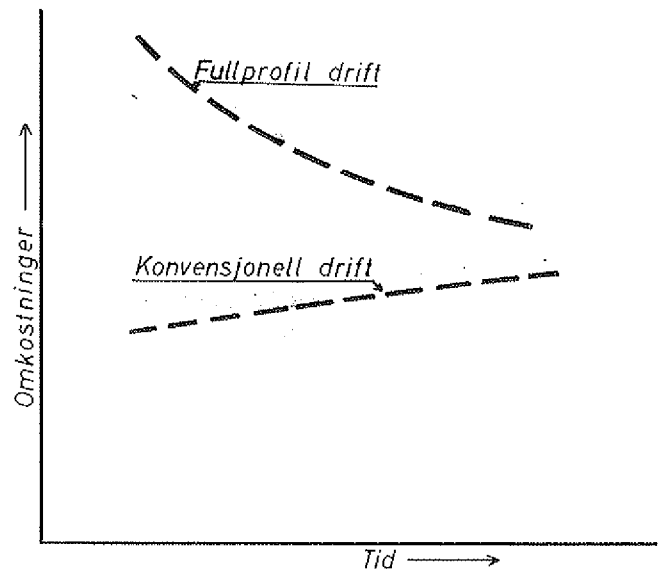


Fig. 9. En generalisert antagelse av kostnadsutviklingen ved konvensjonell drift og fullprofilboring av vegtunnel på 30 m² siste decennium.

Cost trend for full face boring and conventional driving of a 30 m² tunnel in the last 10 - 15 years.

vantages of full face boring of road tunnels in crystalline rocks. Informations from full face borings at four different sites of special interest to Norwegian rock conditions have been collected and discussed. Under conditions specified, full face boring should be best suited for one-lane road tunnels with a cross sectional area of about 30 m². Still a little higher construction costs in areas with none restrictions on blasting as compared to conventional tunneling, this should be weighed against improved overall quality, safety, working conditions and finally lower maintenance costs.

Referanser:

1. *Bergsprängningskomiteen* (1970): Protokoll. Stockholm.
2. *Blindheim, O.T.* (1973): Fjellsprengningskonferansen.
3. *Cordel, R.* (1976): Amenagement E.D.F. d'Arc — Isere. Passage d'un accident geologique dans une galerie executee au tunnelier. Tunnels et ouvrages souterrains no 13 jan 1976.
4. *Fantoma, D-Bernardelli, N.* (1975): Galleria di derivazione dell'impianto di Pompaggio del Taloro (Sardegna). Relazione sullo scavo con maccina foratrice. Bollettino della Associazione Mineraria Subalpina XII. nr. 4
5. *Flaate, K.* (1975): Fullprofulboring av tunneler. Rapport fra befarings og diskusjoner i Washington D.C. 10. oktober 1976. Veglaboratoriets Interne Rapport nr. 653.
6. *Fjellsprengningskonferansen 1969.*
7. *Heltzen, A.M.* (1968): Fullprofilboring av tunneler. Bygg nr. 10.
8. *Hug, J. (Electricité de France).* (1976): Pers. comm.
9. *Moro, T.* (1975): Galleria di derivazione dell'impianto di Pompaggio del Taloro (Sardegna) Studio Geologico. Bolletino della Associazione Mineraria Subalpina XII nr. 4.
10. *Statens vegvesen.* Arbeidsgruppe for fullprofilboring.

VEGERS BÆREEVNE VURDERT UT FRA MAKSIMAL NEDBØYNING OG KRUMNING

Allowable axle load (technically) as determined by maximum deflection and curvature

ERLING REINSLETT

Sammenheng

Artikkelen beskriver en metode for å finne en vegs bæreevne ved hjelp av vegdekkets nedbøyningsforløp ved en kjent belastning.

En har ut fra teoretiske betraktninger funnet sammenheng mellom vegdekkets nedbøyningsforløp og vegoverbygningens (og undergrunnens) elastiske-egenskap. Da materialets styrke er avhengig av materialets elastiske-egenskap gir vegdekkets nedbøyningsforløp også opplysning om vegoverbygningens styrke. Ut fra nedbøynings- og oppgravningsdata er vegoverbygningens styrke funnet som funksjon av vegdekkets nedbøying (fig. 1). Funksjonen er videre brukt for be-

stemmelse av tilrådelig belastning ved hjelp av nedbøyningsdata og antall belastninger (fig. 2). Fra utledede sammenhenger mellom tilrådelig aksellast (P_{tilr}), årsgjennomsnittlig trafikklast i tunge kjøretøy ($\dot{A}DT_{tunge}$) og vegoverbygningens styrke (BI, SI) kan P_{tilr} bestemmes som funksjon av vegdekkets nedbøyningsforløp, $\dot{A}DT_{tunge}$, antall kjørefelt (f) osv. (fig. 3).

Vegdekkets nedbøyningsforløp uttrykkes ved maksimal deformasjon og krumning og er i denne artikkel bestemt med Dynaflect måleutstyr (se fig. 28) som angir maksimal deformasjon ved Dynaflect Maximum Deflection (δ_{DMD}) og krumning uttrykt ved Surface Curvature Index (δ_{SCI}). For bestemmelse av funksjonen mellom (δ_{SCI} , δ_{DMD}) og (BI, SI) er brukt nedbøynings- og oppgravningsdata fra forskjellige veger.

P_{tilr} er tilslutt uttrykt som funksjon av δ_{DMD} , δ_{SCI} og $\dot{A}DT_{tunge}$ (fig. 29).

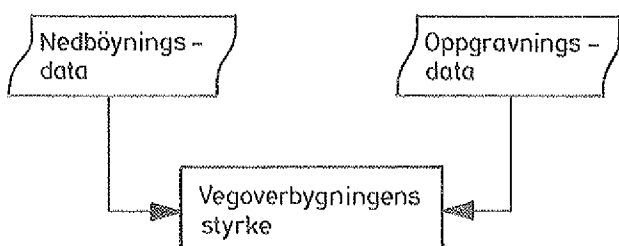


Fig. 1. Prinsipp for bestemmelse av funksjon mellom vegoverbygningens styrke og målt nedbøying.

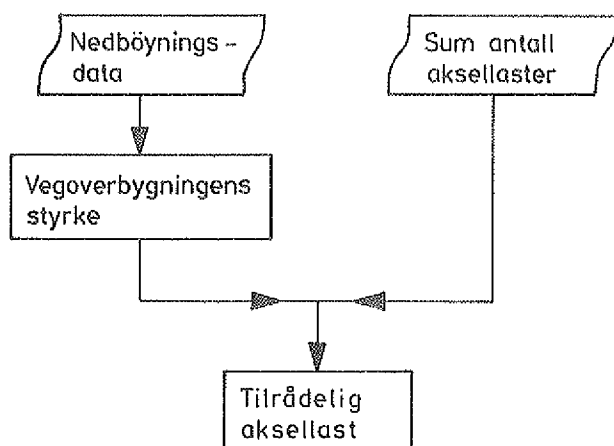


Fig. 2. Prinsipp for bestemmelse av tilrådelig aksellast som funksjon av nedbøyningsdata og sum antall aksellaster.

Avdelingsingeniør, Veglaboratoriet, Oslo

Innledning

For å vurdere en vegs bæreevne er det mange faktorer som det må tas hensyn til. En veg består ikke av et homogent materiale, men er lagvis oppbygd av en sammensetning som kan inneholde alt fra stein til leirpartikler samt humusholdig materiale. Dette gjør ikke bæreevneproblematikken enklere, men tvert imot til et problem med mange variable.

Generelt kan sies at vegoverbygningens (og undergrunnens) elastiske egenskap og materialets utmatningsevne er bestemmende for vegens bæreevne.

Elastisitetsegenskapen er igjen avhengig av mange faktorer f.eks. klima, materialsammensetning, kornenes elastiske egenskap, komprimering osv. og materialets utmatningsevne er i det vesentligste avhengig av materialets evne til å motstå ytre dynamiske belastninger. For bestemmelse av disse to hovedfaktorene er det flere metoder som kan brukes. De fleste metoder går ut på å bestemme materialets styrke direkte ut

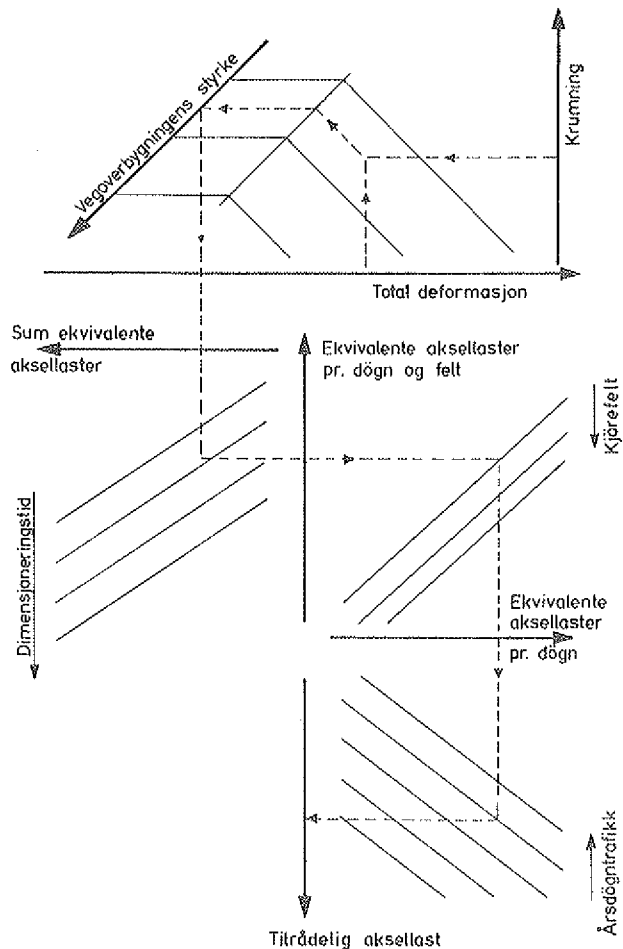


Fig. 3. Prinsippskisse for sammenheng mellom deformasjon og tilrådelig aksellast.

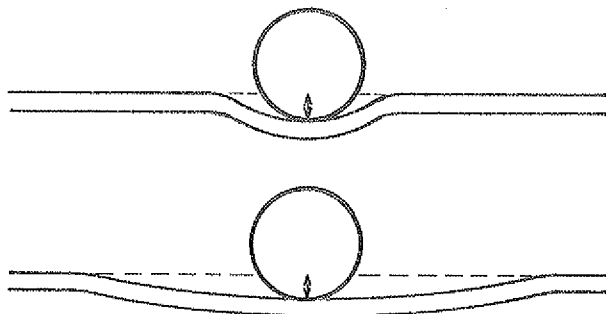


Fig. 4. To vegkonstruksjoner med samme maksimal deformasjon, men forskjellig spenningsfordeling.

fra enkle målinger på overflaten (1, 2, 3, 4). Den metoden som er mest anerkjent for bestemmelse av vegens bæreevne er vegens evne til å motstå nedbøyning under spesifiserte forhold (5).

I de fleste nedbøyningskriterier vurderes

vegens bæreevne ut fra maksimal nedbøyning. Det er å bemerke at dette er en grov parameter som forteller lite eller ingenting om de horisontale spenninger og om spenningsfordelingen i dybden. Ved samme maksimal deformasjon kan det oppstå to vidt forskjellige spenningstilstander i vegoverbygning og undergrunn. Dette er skissert i fig. 4.

Faktorer som virker inn på en veks evne til å motstå deformasjoner

Vegoverbygningens- (og undergrunnens) elastiske egenskap er den primære årsak til at en veg deformeres ved en ytre belastning hvor deformasjonen er en funksjon av materialets elastisitetsmodul, treghetsmoment og belastning. Matematiske uttrykkes dette som:

$$\delta = f(E, I, P)$$

hvor:

- δ = deformasjon
- E = elastisk egenskap
- I = treghetsmoment
- P = belastning

Siden I er avhengig av lastens influeringsdybde blir I også avhengig av de øvre lags lastfordelingsevne.

Økende lastfordelingsevne \Rightarrow økende I

Avtakende lastfordelingsevne \Rightarrow avtakende I

Lagens lastfordelingsevne vurderes ved å betrakte dekkets nedbøyningsforløp forårsaket av en ytre belastning. Nedbøyningsforløpet uttrykkes som funksjon av avstand fra belastningspunktet.

$$\delta = f(x)$$

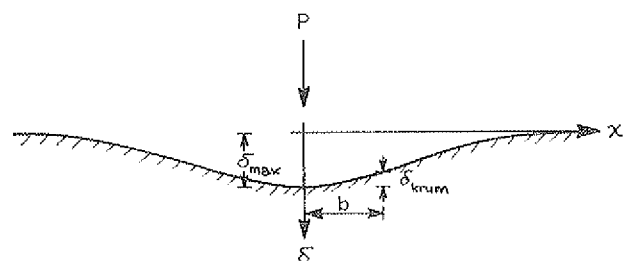


Fig. 5. Nedbøyningsforløp av dekke forårsaket av en ytre belastning.

Grensebetingelser:

$$x = 0 \Rightarrow f(0) = \delta_{\max}$$

$$x \rightarrow \infty \Rightarrow f(\infty) = 0$$

Ved liten krumning under P har de øvre lag stor lastfordelingsevne, og ved stor krumning under P har de øvre lag liten lastfordelingsevne. Krumningen er matematisk definert som den dobbelt-dervierte av nedbøyning sforløpet.

$$\text{Krumning} = y''$$

I (5) er det vist at det er tilnærmet lineær sammenheng mellom krumningen og en deldeformasjon.

$$\delta_{\text{krum}} = \delta_{\max} - f(b)$$

Forutsatt:

$$b < c \text{ når } f''(c) = 0$$

c: δ_{krum} er et uttrykk for krumningen

hvor:

$$\delta_{\text{krum}} = \text{deldeformasjon}$$

$$b = \text{fast avstand}$$

$$c = \text{avstand til vendepunktet}$$

Deformasjonens innvirkning på vegoverbygning og undergrunn

For å forstå hva som skjer i et overbygnings- og undergrunnsmateriale når det settes på en ytre belastning kan det for enkelthets skyld settes to teoretiske grenser.

Grensebetingelser:

De øvre lag i vegoverbygningen er lite fleksible. Dette medfører at:

$$\delta_{\text{krum}} \rightarrow 0, \quad \delta_{\max} > 0 \quad (\text{se fig. 6})$$

De øvre lag i vegoverbygningen er svært fleksible. Dette medfører at:

$$\delta_{\text{krum}} \rightarrow \delta_{\max}, \quad \delta_{\max} > 0 \quad (\text{se fig. 7})$$

Ren deformasjon

Grensebetingelse:

$$\delta_{\text{krum}} = 0, \quad \delta_{\max} > 0$$

Deformasjon er avhengig av belastning og materi-

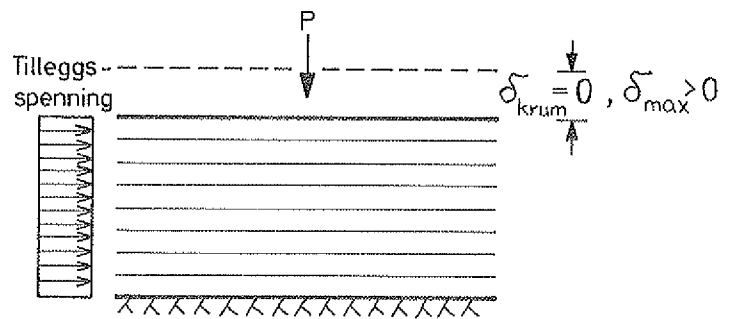


Fig. 6. Prinsippkisse som viser hvordan en deformasjon forplanter seg gjennom materialet.

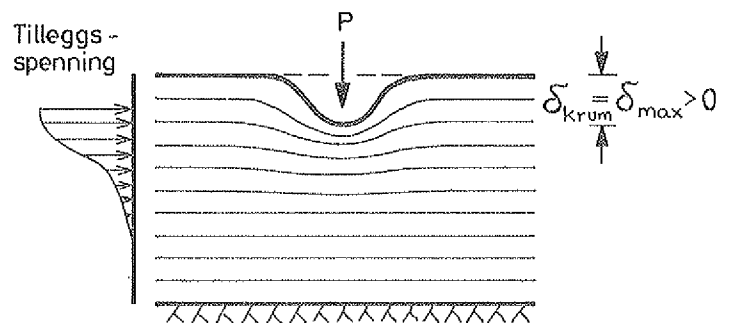


Fig. 7. Prinsippkisse som viser hvordan krumning forplanter seg gjennom materialet.

alegenskaper hvor enhetsdeformasjon er definert som forholdet mellom tilleggsspenning og elastisitetsmodul. P.g.a. at $\Delta\delta = 0$ vil tilleggsspenningene være konstant over hele tverrsnittet. Dette medfører at enhetsdeformasjon også er konstant over tverrsnittet).

Fordi $\delta_{\text{krum}} = 0$, $\delta_{\max} > 0$ kan dette tilfellet defineres som ren deformasjon hvor δ har innflytelse på alle lag ned til fast grunn.

Det vil si at ren deformasjon forteller at det er (en) svikt i vegoverbygning og/eller undergrunn.

Krumning (ren)

Grensebetingelse:

$$\delta_{\text{krum}} = \delta_{\max} > 0$$

I motsetning til ren deformasjon kan det ikke oppstå ren krumning. Derimot kan krumning (ren) defineres når deldeformasjon er av samme størrelsesorden som maksimal deformasjon.

P.g.a. at det oppstår krumning under den ytre belastning vil det oppstå tilleggsspenninger både vertikalt og horisontalt. Kombinasjon av disse

tilleggsspenningene er årsak til at enhetsdeformasjon både vertikalt og horisontalt vil være størst i de øvre lag og avta med dybden.

Det vil si at krumning (ren) forteller at det er en svikt i vegoverbygningen og at svikten ligger i de øverste lag.

Siden maksimal deformasjon gir opplysning om at det er (en) svikt i vegoverbygning og/eller undergrunn, men ikke hvor svikten ligger og krumning gir opplysning at det er svikt i de øverste lag i vegoverbygningen, må differansen mellom maksimal deformasjon og krumning gi opplysning om at det er svikt i nedre del av vegoverbygning og/eller undergrunn.

De forskjellige lag i vegoverbygningen kan deles som følger:

- Øvre lag i vegoverbygning \approx dekke og bærelag
- Nedre lag i vegoverbygning \approx forsterkningslag

Konklusjon:

	gir opplysning om
δ_{krum}	dekkets og/eller bærelagets styrke
δ_{maks}	vegoverbygningens og/eller undergrunnens styrke, men ikke hvor en evt. svakheter ligger
$\delta_{maks} - \delta_{krum}$	forsterkningslagets og/eller undergrunnens tilstand

Praktisk måleområde

Ved måling vil det alltid oppstå en kombinasjon av deformasjon og krumning (ren) slik at måleresultatene vil ligge mellom grensetilfellene $\delta_{krum} = \delta_{maks}$ og $\delta_{krum} = 0$, $\delta_{maks} > 0$.

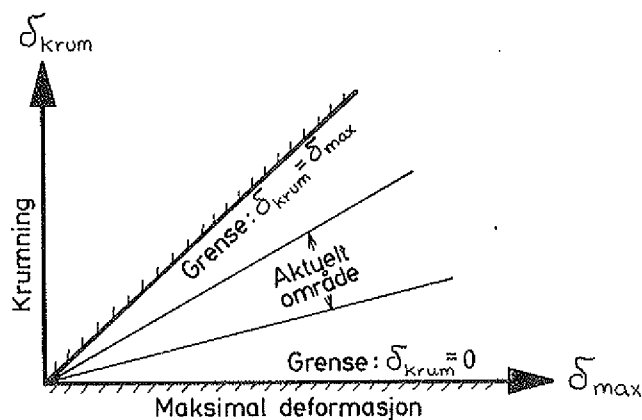


Fig. 8. Teoretisk grensebetingelser og aktuelt målområde.

Teoretisk bakgrunn for vurdering av bæreevne ut fra nedbøyningsmåling

For å finne tilrådelig aksellast som funksjon av vegens styrke kan det settes krav til de forskjellige materialer avhengig av hvor de ligger i vegoverbygning og/eller undergrunn.

Materialets brukbarhet:

- F.eks. God
- Brukbar
- Dårlig

Materialets plassering i vegoverbygning og/eller undergrunn

- F.eks. Dekke og/eller bærelag
- Forsterkningslag og/eller undergrunn

Dette kan systematiseres til en enkel figur ved å gå til grensebetingelsene:

$$\text{Krumning (ren): } (\delta_{krum} = \delta_{maks}, \quad \delta_{maks} > 0)$$

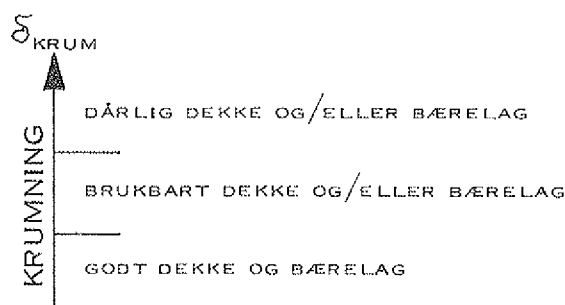


Fig. 9. Måledata som gir opplysning om dekkets og/eller bærelagets tilstand.

Dekke og/eller bærelagets styrke kan videre uttrykkes med en styrkeparameter.

I Vegnormalene (9) er dekke og bærelagets styrke uttrykt ved bærelagsindeksen BI.

$$BI = D \cdot a_d + B \cdot a_b$$

hvor:

- BI = bærelagsindeks, cm
- D = dekkets tykkelse, cm
- a_d = dekkets materialparameter ≥ 2.5
- B = bærelagets tykkelse, cm
- a_b = bærelagets materialparameter > 1.25

Bærelagsindeksen som funksjon av deldeformasjon blir da

$$\delta_{krum 1} < \delta_{krum 2}$$

$$BI_1 > BI_2$$

$$BI = C \cdot \delta^c$$

hvor:

C, c = konstanter

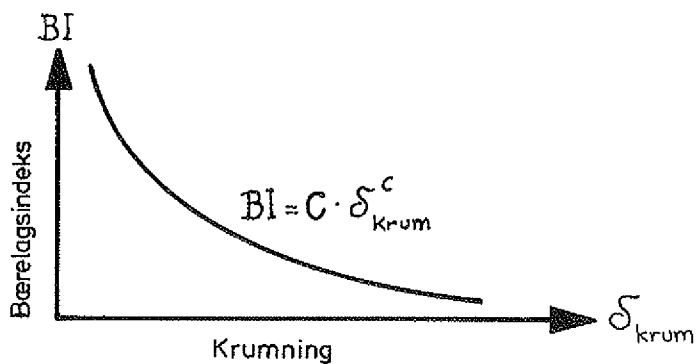


Fig. 10. Dekke og bærelagets styrke som funksjon av en deldeformasjon.

Ren deformasjon minus krumning (ren):

$$(\delta_{\max} - \delta_{\text{krum}})$$

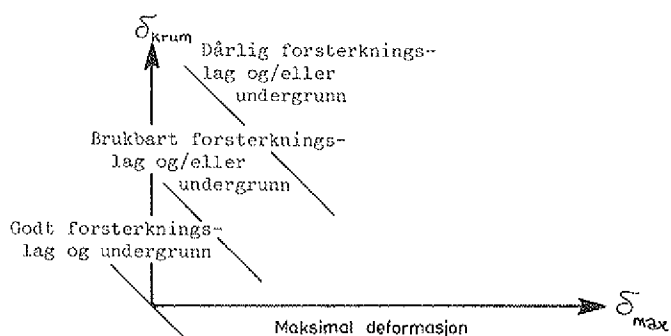


Fig. 11. Måledata som gir opplysning om forsterkningslagets og/eller undergrunnens tilstand.

Kombinasjon av fig. 8, 9 og 11 er fremstillet i fig. 12.

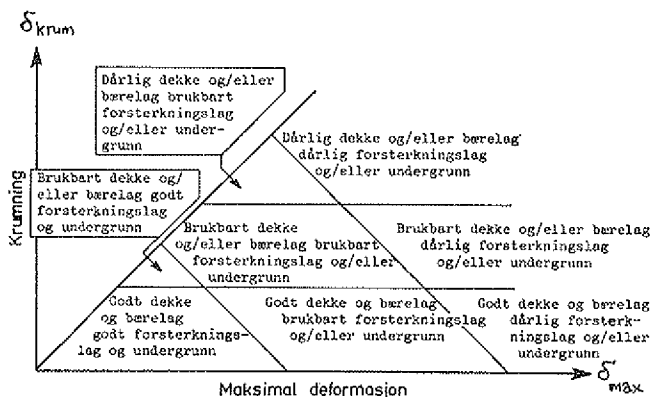


Fig. 12. Prinsippskisse for vurdering av kvaliteten på de enkelte lag i vegoverbygning og/eller undergrunn (5).

Vegens bæreevne

Ved å dele vegen inn i flere "bæreevnegrupper" kan vegens bæreevne framstilles som funksjon av krumning og maksimal deformasjon.

F.eks.: God bæreevne
Brukbar »
Dårlig »

Fig. 12 kan i stedet for inndeling med hensyn på vegoverbygningens- og/eller undergrunnens kvalitet deles inn i "bæreevnegrupper", hvor kvaliteten på dekke og/eller bærelag gis størst vekt. Dette kommer av at de største krav stilles til de øverste lag i vegoverbygningen.

F.eks.:

Godt dekke og bærelag, brukbart forsterkningslag og/eller undergrunn ⇒ God bæreevne

Brukbar dekke og/eller bærelag, godt forsterkningslag og undergrunn ⇒ Brukbar bæreevne

Dårlig dekke og/eller bærelag, godt forsterkningslag og undergrunn ⇒ Dårlig bæreevne

osv.

Resultatet er skissert i fig. 13.

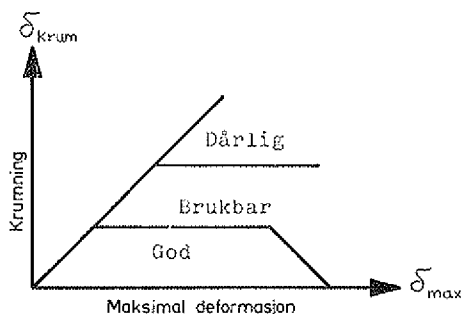


Fig. 13. Prinsippskisse for vurdering av vegens totale bæreevne ut fra deformasjonsmålinger.

I stedet for å dele inn bæreevnen i god, brukbar og dårlig, kan en uttrykke dette i form av tilrådelig aksellast.

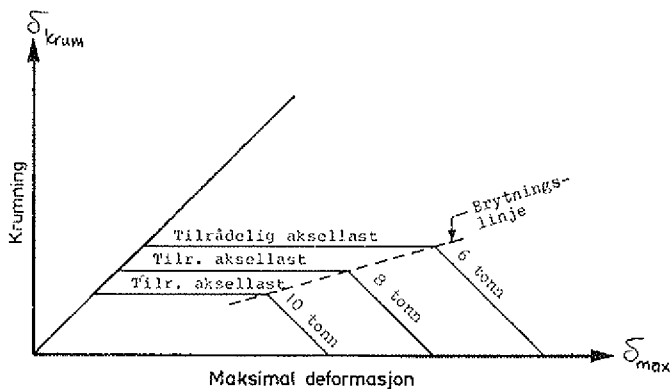


Fig. 14. Prinsippskisse for vurdering av vegens totale bæreevne ut fra deformasjonsmålinger.

Av fig. 14 ser en at krumningen blir dimensjonerende dersom forholdet mellom total deformasjon og krumningen er mindre enn en viss verdi, og dersom forholdet mellom total deformasjon og krumning blir større enn denne verdi, blir både total deformasjon og krumning dimensjonerende.

Vegoverbygningens og undergrunnens elastiske egenskap

Etter endel forsøk som er gjort på Vormsund forsøksveg kan det antas lineær elastisk sammenheng mellom deformasjon og belastning. Måleresultatene fra Vormsund forsøksveg er gjengitt i fig. 15.

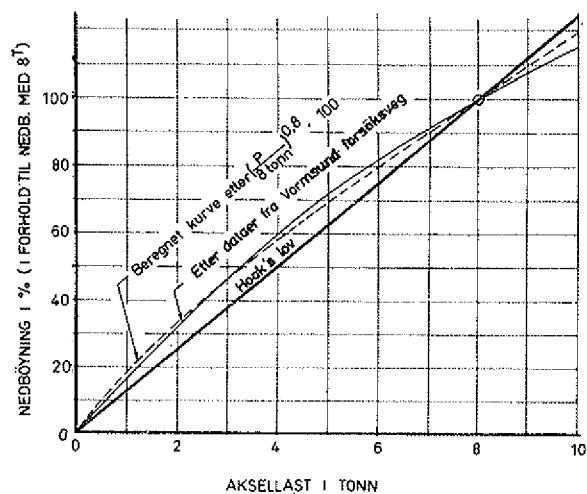


Fig. 15. Sammenheng mellom belastning og deformasjon målt på Vormsund forsøksveg.

Belastning som funksjon av deformasjon uttrykkes som

$$P = G \cdot \delta \quad [1]$$

hvor: G = parameter avhengig av materialets elastiske egenskap

Tilført energi, dynamisk belastning og ekvivalent faktor

I den videre betraktning er det antatt at hver belastning tilfører vegoverbygningen (og undergrunnen) en viss mengde energi f.eks. i form av hysteresse.

Videre er det antatt at tilført energi er avhengig av "deformasjon" og følger en eksponensialfunksjon

$$W = M \cdot \delta^m \quad [2]$$

hvor:

W = tilført energi

M, m = parametre som er avhengig av materialets evne til å oppta energi

Definerte grensebetingelser for materialparametrene (M, m) fås ved å anta at deformasjon alltid skjer p.g.a. en økning av tilført energi

$$W > 0 \Rightarrow M > 0$$

og deformasjonsøkning skjer p.g.a. en økende økning av tilført energi

$$W'' \leq 0 \Rightarrow m \geq 1, \quad M > 0$$

Dette danner det første grensetilfellet. Det andre grensetilfellet fås når det ikke oppstår noe deformasjon selv om tilført energi øker.

$$W' \rightarrow \infty \Rightarrow M \rightarrow \infty, \quad m \geq 1$$

Brudd defineres ved den deformasjon som medfører

$$W'' \geq 1 \Rightarrow m \leq 1, \text{ se fig. 16.}$$

Fordi hver belastning tilfører en viss mengde energi til vegoverbygning og/eller undergrunn, blir bruddenergien:

$$W_{br} = \sum_{i=1}^{N_{br}} W \delta_{,i} \quad [3]$$

hvor: N_{br} = antall belastninger ved brudd

W_{br} = bruddenergi

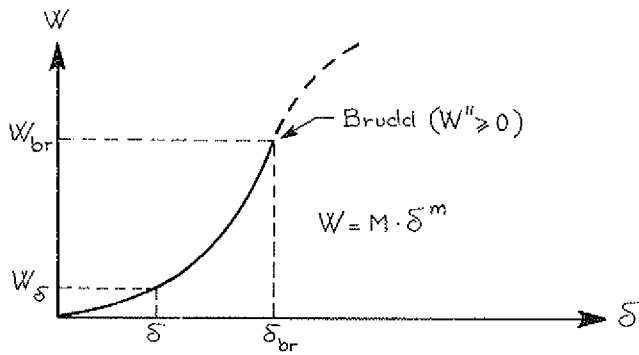


Fig. 16. Tilført energi som funksjon av deformasjon.

Når det antas at hver belastning tilfører like mye energi til vegoverbygning og undergrunn, kan formel [3] skrives som:

$$W_{br} = N_{br} \cdot W_{\delta} \quad [4]$$

Formel [4] uttrykt mer generelt gir:

$$W = N \cdot W_{\delta} \quad [5]$$

Kombinasjon av formel [1], [2] og [5] gir:

$$W = N \cdot (M \cdot (P/G)^m)$$

Sammenheng mellom flere lasttilfeller finnes ved å påføre vegoverbygningen og undergrunnen f.eks. to lasttilfeller (P, Q). Antall belastninger (N_P , N_Q). Videre antas det at tilført energi er den samme i begge lasttilfellene.

For P-pålastning og N_P -belastninger

$$W_P = N_P \cdot (M \cdot (P/G)^m)$$

For Q-pålastning og N_Q -belastninger

$$W_Q = N_Q \cdot (M \cdot (Q/G)^m)$$

Da tilført energi skal være den samme i begge lasttilfeller medfører det at:

$$\begin{aligned} W_P &= W_Q \\ \Rightarrow N_Q &= N_P \cdot (P/Q)^m \end{aligned}$$

hvor:

$$\begin{aligned} P &= \text{aksellast} \\ Q &= \text{ekvivalent aksellast} \end{aligned}$$

Dette vil si at for hver aksel av P-tonn ($N_P = 1$) må det $(P/Q)^m$ antall ekvivalente Q-tonn's aksler for å tilføre samme mengde energi til et bestemt lag i vegoverbygningen eller undergrunnen.

I Vegnormalene (9) er verdien $(P/Q)^m$ kalt ekvivalentfaktor, E_P .

$$E_P = (P/Q)^m \quad [6]$$

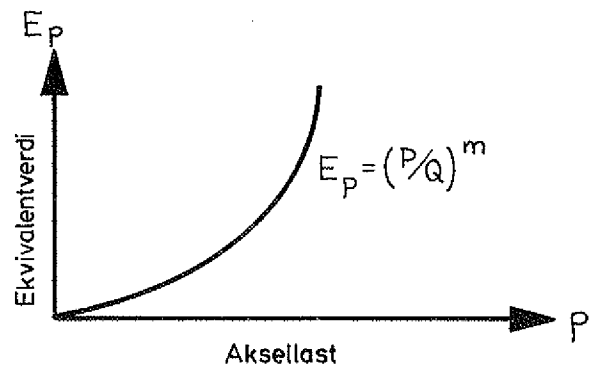


Fig. 17. Ekvivalentfaktor som funksjon av aksellast.

Sammenheng mellom deformasjon og antall belastninger

En veg som er utsatt for dynamisk belastning vil få redusert bruddfasthet etter hvor mange lastfrekvenser vegen har vært utsatt for. Dette fordi at materialer som er utsatt for utmatningspåkjenning vil få redusert sin bruddfasthet med økende lastvekslinger.

I fig. 18 nærmer kurven for brudd en horisontal asymptote når antall lastvekslinger øker. Denne asymptote kalles utmatningsgrensen. Under denne grense vil materialet tåle uendelig mange lastvekslinger.

I praksis vil lette kjøretøy påføre en normal vegoverbygning spenningsamplituder som er lavere enn utmatningsgrensen og derfor har antall lette kjøretøy liten eller ingen virkning på vegens levealder.

Dette er det tatt hensyn til i Vegnormalene (9) på den måten at det er antall tunge kjøretøy som er dimensjonerende ved bygning av nye vegger.

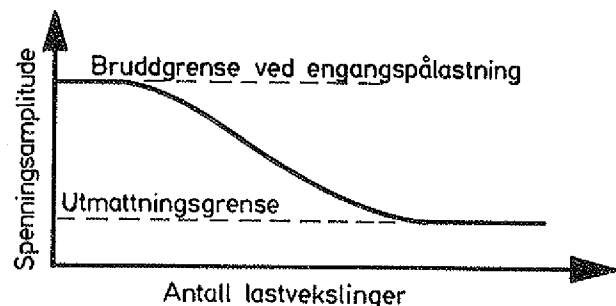


Fig. 18. Spenningsamplitude som funksjon av antall lastvekslinger ved brudd.

Hvordan brudd-deformasjonen avtar med antall belastninger kommer fram ved kombinasjon av formel [2] og [4]:

$$W_{br} = N_{br} \cdot (M \cdot \delta^m)$$

eller:

$$\delta_{br} = \left(\frac{W_{br}}{M}\right) \cdot NQ^{-1/m}$$

I fig. 19 er formelen tegnet i et hellogaritmisk deformasjons-/lastvekslingsdiagram.

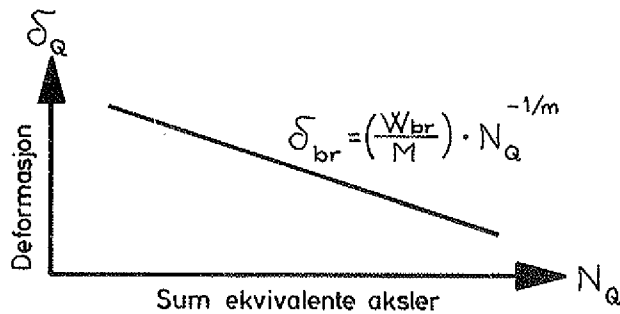


Fig. 19. Brudd deformasjon som funksjon av antall belastninger.

Materialelegenskapen m

Materialets evne til å oppta energi er tidligere definert ut fra materialelegenskapen m. Tilført energi er i formel [2] uttrykt som funksjon av deformasjon

$$W = M \cdot \delta^m$$

$$\Rightarrow \delta = M^{-1/m} \cdot W^{-1/m}$$

Av formelen ser en at dersom m øker, må det mer energi til for å holde deformasjonen konstant og dersom tilført energi holdes konstant, avtar deformasjon når m øker. Forholdet er skissert i fig. 20.

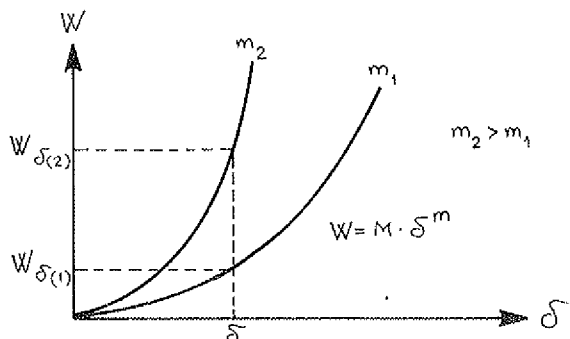


Fig. 20. Materialelegenskapenes m's innvirkning på tilført energi og deformasjon.

Sammenheng mellom materialelegenskapene m og G fås ved kombinasjon av formel [1] og [2].

$$W = M \cdot (P/G)^m$$

Når tilført energi, belastning og materialelegenskapen M holdes konstant, medfører dette at når G øker, må også m øke.

Konklusjon:

m øker \Rightarrow G øker \Rightarrow δ avtar, se fig. 21.

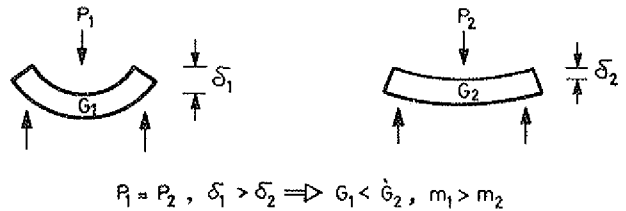


Fig. 21. Sammenheng mellom konstruksjonens stivhet og parametrene (T, δ , G, m).

For en uendelig stiv konstruksjon vil

$$G \rightarrow \infty \Rightarrow m \rightarrow \infty$$

For en svært fleksibel konstruksjon vil

$$G \rightarrow 0 \Rightarrow m \rightarrow 1$$

Grensene er tegnet i fig. 22 som er et hellogaritmisk deformasjons-, belastningsdiagram.

Det er å bemerke at m ikke gir noe bestemt punkt på diagrammet, men bare stigningsforhold.

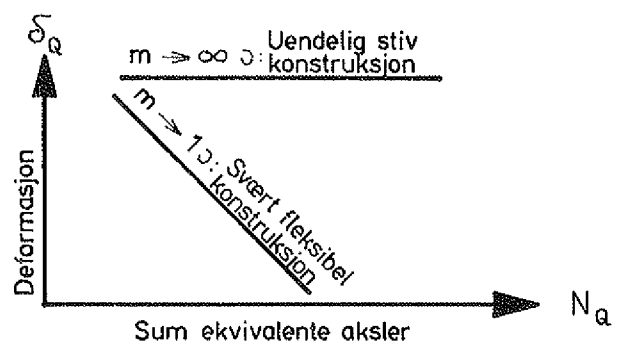


Fig. 22. Materialelegenskapenes m's innvirkning på ekvivalente Q-tonn's aksler og deformasjon.

Fordi m er avhengig av konstruksjonens stivhet, medfører det at m også er avhengig av konstruksjonens innspenningsforhold. I (5) er en vegs innspenningsforhold definert som forholdet mellom maksimal deformasjon og krumning.

Innspenningsforhold = f (maksimal deformasjon, krumning)

Definisjon:

$$\text{Innspenningsforhold} = \delta_{\text{max}} / \delta_{\text{krum}}$$

Forutsetning:

δ_{krum} er et uttrykk for krumningen

$$\Rightarrow m = f(\delta_{\text{max}}, \delta_{\text{krum}})$$

Grensebetingelser:

Uendelig stiv konstruksjon:

$$m \rightarrow \infty \Rightarrow \Delta\delta \rightarrow 0$$

Svært fleksibel konstruksjon:

$$m \rightarrow 1 \Rightarrow \Delta\delta \rightarrow \delta$$

I fig. 24 er dette skissert.

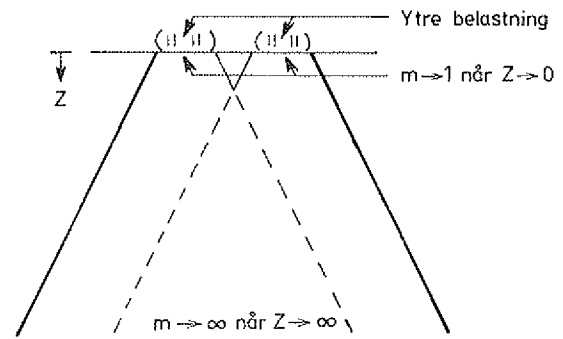


Fig. 24. Lagtykkelsens innvirkning på materialegenskapen m .

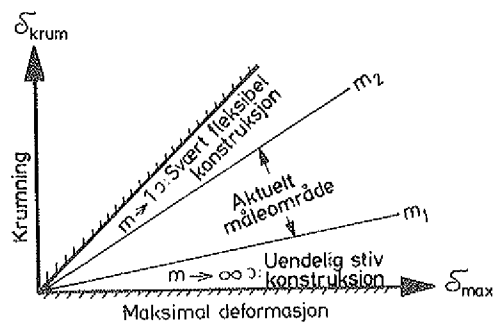


Fig. 23. Konstruksjonsegenskapens innvirkning på maksimal deformasjon og krumning.

Fordi konstruksjonens stivhet er avhengig av omgivelsene (innspenningsforhold osv.), gir m også opplysning om konstruksjonens lastfordelingsevne

Liten $m \Rightarrow$ liten lastfordelingsevne

Stor $m \Rightarrow$ stor lastfordelingsevne

Grensebetingelser:

$$m = f(z \rightarrow 0) \rightarrow 1 \quad z \rightarrow 0 \Rightarrow \Delta\sigma \rightarrow \text{ytre belastning}$$

$$m = f(z \rightarrow \infty) \rightarrow \infty \quad z \rightarrow \infty \Rightarrow \Delta\sigma \rightarrow 0$$

Lastfordelingsevnenes innvirkning på m belyses nærmere ved at det velges et bestemt lag fra $z = 0$ til $z = z_n$. For dette lag betraktes hva som skjer i de forskjellige vegkonstruksjonstyper. I fig. 25 er det skissert hvilken innflytelse forholdet mellom stivhetene på lagene har på materialegenskapen m .

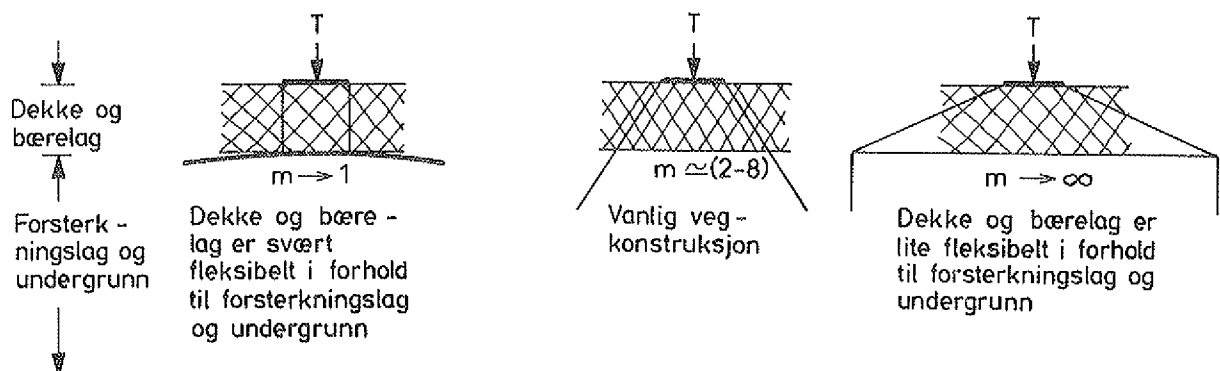


Fig. 25. Dekkets og bærelagets lastfordelingsevne innvirkning på m .

Aksellastfordeling

En har antatt at spredningen for aksellasten følger en 3. grads funksjon med definerte grensebetingelser

$$F_P = B_0 \cdot P^0 + B_1 \cdot P^1 + B_2 \cdot P^2 + B_3 \cdot P^3$$

hvor:

F_P = aksellastfrekvensen

B = konstanter

Grensebetingelser:

$$P = 0 \Rightarrow F_0 = 0$$

$$P = P_{\max} \Rightarrow F_{P_{\max}} = 0,$$

$$F'_{P_{\max}} = 0 \Rightarrow \int_0^{P_{\max}} F_P \cdot dP = 1$$

Likningen for aksellastfordelingen blir da

$$F_P = \frac{12}{(P_{\max})^2} \cdot P - \frac{24}{(P_{\max})^3} \cdot P^2 + \frac{12}{(P_{\max})^4} \cdot P^3 \quad [7]$$

Videre er det antatt at maksimal aksellast er lineært avhengig av tilrådelig aksellast.

I Vegnormalene (9) er det tilnærmet antatt

$$P_{\text{till}} = P_{\text{tilr}} = 10 \text{ tonn} \Rightarrow P_{\max} = 15,6 \text{ tonn}$$

Dette gir følgende likning for maksimal aksellast som funksjon av tilrådelig aksellast:

$$P_{\max} = 1,56 \cdot P_{\text{tilr}} \quad [8]$$

Formel [7] og [8] gir løsningen som er gjengitt i fig. 26.

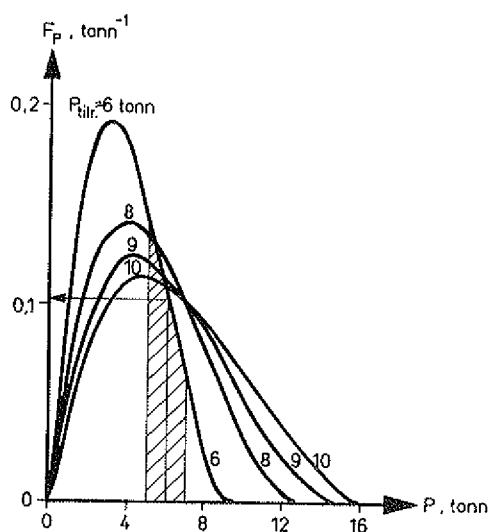


Fig. 26. Beregnet aksellastfordeling som funksjon av tilrådelig aksellast.

Eksempel på bruk av fig. 26:

$$ADT_{\text{tung}} = 1000$$

$$P_{\text{tilr}} = 6 \text{ tonn}$$

Finn antall aksler i aksellastgruppen 5 til 7 tonn:

Frekvensen for antall aksler i aksellastgruppen 5 til 7 tonn:

$$(7 \text{ tonn} - 5 \text{ tonn}) \cdot 0,10 \text{ tonn}^{-1} = 0,20$$

Antall 5 til 7 tonn's aksler:

$$0,20 \cdot 1000 = 200$$

$$\therefore ADT_{\text{tung}(5-7 \text{ tonn})} \approx 200$$

Gjennomsnittlig ekvivalentfaktor

Sum tunge aksler i dimensjoneringsperioden:

$$N = \sum A_i \cdot \int_0^{P_{\max}} F_P \cdot dP$$

hvor:

A_i = sum antall aksler

Sum ekvivalente Q -tonn's aksler i dimensjoneringsperioden:

$$N_Q = \sum A_i \cdot \int_0^{P_{\max}} F_P \cdot E_P \cdot dP$$

Gjennomsnittlig ekvivalentfaktor blir da:

$$\bar{E}_P = \frac{P_{\max}}{\int_0^{P_{\max}} F_P \cdot E_P \cdot dP}$$

som gir:

$$\bar{E}_P = \left(\frac{P_{\max}}{Q} \right)^m \cdot \frac{24}{(m+2) \cdot (m+3) \cdot (m+4)} \quad [9]$$

Ifølge Vegnormalene (9) er en ekvivalent aksellast

$$Q = 10 \text{ tonn}$$

Formel [8] innsatt i formel [9] samtidig som $P_{\text{ekv}} = 10$ tonn gir

$$E_P = \left[\frac{(1,56 \cdot P_{\text{tilr}})^m}{10 \text{ tonn}} \right] \cdot \frac{24}{(m+2) \cdot (m+3) \cdot (m+4)}$$

E_P som funksjon av m og P_{tilr} er framstillet i fig. 27.

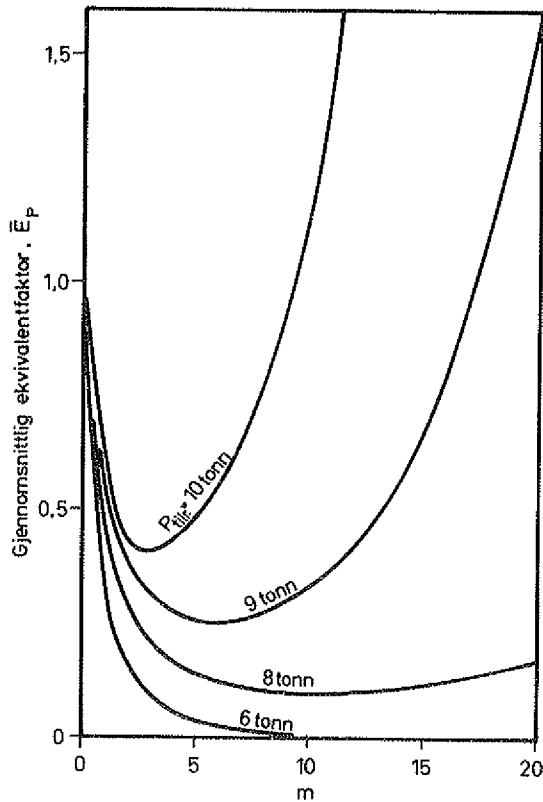


Fig. 27. Gjennomsnittlig ekvivalentfaktor som funksjon av tilrådelig aksellast og materialeegenskapen m .

Total belastning omregnet til sum ekvivalente aksler

$$N = f \cdot 365 \cdot \frac{\text{ADT}_{\text{tunge}}}{1.0p^{t_{\text{bruks}}}} \cdot \frac{1.0p^{t_{\text{dim}}} - 1}{0.0p} \cdot r \cdot \bar{E}_P \quad [10]$$

hvor:

- f = faktor avhengig av antall kjørefelt
- t_{bruks} = vegens alder (brukstid)
- t_{dim} = vegens dimensjoneringsperiode
- p = prosentvis økning av $\text{ADT}_{\text{tunge}}$ pr. år
- r = gjennomsnitt antall aksler pr. tungt kjøretøy

Beviset for formel [10] finnes i (7).

Siden brukstiden "ikke" kan bli større enn dimensjoneringsperioden må uttrykket

$$\frac{1.0p^{t_{\text{dim}}} - 1}{1.0p^{t_{\text{bruks}}}} \rightarrow 1 \text{ når } t_{\text{dim}} \rightarrow \infty \text{ og } t_{\text{bruks}} \rightarrow \infty$$

I Vegnormalene (9) er:

- $p = 3.6\%$ p.a.
- $r = 2.4$
- $Q = 10$ tonn
- $m = 4$

Vegnormalenes verdier innsatt i formel [9] og [10] gir sum ekvivalente 10 tonn's aksler som funksjon av antall felt, antall tunge kjøretøy og tilrådelig aksellast.

$$N_{10} = f \cdot \text{ADT}_{\text{tunge}} \cdot (P_{\text{tilr}})^4 \quad [11]$$

Sammenheng mellom overbygningstykkelse, belastning og antall belastninger

Fra statikken vet en at randspenningene er avhengig av belastning, materialets elastiske egenskaper og motstandsmoment.

$$\sigma = f(P, E, I, h)$$

$$\sigma = K \cdot \frac{P}{h^2}$$

hvor:

- σ = (rand)spenninger
- h = konstruksjonstykkelse
- K = konstant

Forholdet mellom konstruksjonstykkelsene og belastningene finnes ved å forutsette at ved lasttilfellene (P_1, P_2) og konstruksjonstykkelsene (h_1, h_2) skal tillatt randspenning være av samme størrelse.

$$K \cdot \frac{P_1}{h_1^2} = K \cdot \frac{P_2}{h_2^2}$$

$$\Rightarrow h_1 = h_2 \cdot \left(\frac{P_1}{P_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad [12]$$

Kombinasjon av formel [11] og [12] gir:

$$h_1 = h_2 \cdot \left(\frac{N_{10,1}}{N_{10,2}} \right)^{0.125}$$

I AASHO (10) brukes følgende funksjoner:

$$h_1 = h_2 \cdot \left(\frac{N_{10,1}}{N_{10,2}} \right)^{0.15} \quad \text{for hovedveger } (\bar{p} = 2.5)$$

$$h_1 = h_2 \cdot \left(\frac{N_{10,1}}{N_{10,2}} \right)^{0.115} \quad \text{for sekundærveger } (\bar{p} = 1.5)$$

hvor:

p = vegens kjørbarhet, gradert fra 0 til 5

I Vegnormalene (9) brukes

$$h_I = h_2 \cdot \left(\frac{N_{10,1}}{N_{10,2}} \right)^{0.15}$$

Fordi $m = 4$ og denne verdi tilsvareer tilnærmet dekkets og bærelagets lastfordelingsevne kan h i formel [13] uttrykkes som bærelagsindeks (B_i) og δ i formel [2] som δ_{krum} .

$$BI_1 = BI_2 \cdot \left(\frac{N_{10,1}}{N_{10,2}} \right) \quad [14]$$

$$W = N_{10} \cdot M \cdot \delta_{krum}^4 \quad (\text{av formel 5})$$

$$BI_1 = BI_2 \cdot \left(\frac{\delta_{krum 1}}{\delta_{krum 2}} \right)^{-0.60} \quad [15]$$

Vegnormalene (9) antar at en enhetsveg skal tåle et visst antall belastninger med en viss last før den bryter sammen.

Som enhetsveg er valgt IID-veg.

$$BI = 35.25$$

$$ADT_{tungv} = 200$$

$$f = 0.5$$

$$P_{tilr} = 10 \text{ tonn}$$

$$N_{10} = 1 \cdot 10^6$$

Disse verdier innsatt i formel [14] gir:

$$BI_1 = 35.25 \cdot \left(\frac{N_{10,1}}{1 \cdot 10^6} \right)^{0.15} \quad [16]$$

Formel [15] og [16] gir:

$$N_{10,1} = \left[\left(0.25 \cdot BI_2 \cdot \delta_{krum 2}^{0.15} \right)^{1.67} \cdot \frac{1}{\delta_{krum 1}} \right]^4$$

$$\Rightarrow N_{10} = \left(\frac{k}{\delta_{krum 1}} \right)^4 \quad [17]$$

hvor:

$$k = \text{konstant} = \left(0.25 \cdot BI_2 \cdot \delta_{krum 2}^{0.15} \right)^{1.67}$$

k bestemmes fra målinger på eksisterende veg.

Utarbeidelse og presentasjon av dimensjoneringsdiagram

For å komme fram til et dimensjoneringsdiagram har man brukt den forutgående teoretiske utledning kombinert med feltnmålinger.

Maksimal deformasjon og krumning er i denne artikkel bestemt med Dynaflect måleutstyr som uttrykker maksimal deformasjon med δ_{DMD} og krumning med δ_{SCI} .

Dynaflect måleutstyr og virkemåte er skissert i fig. 28.

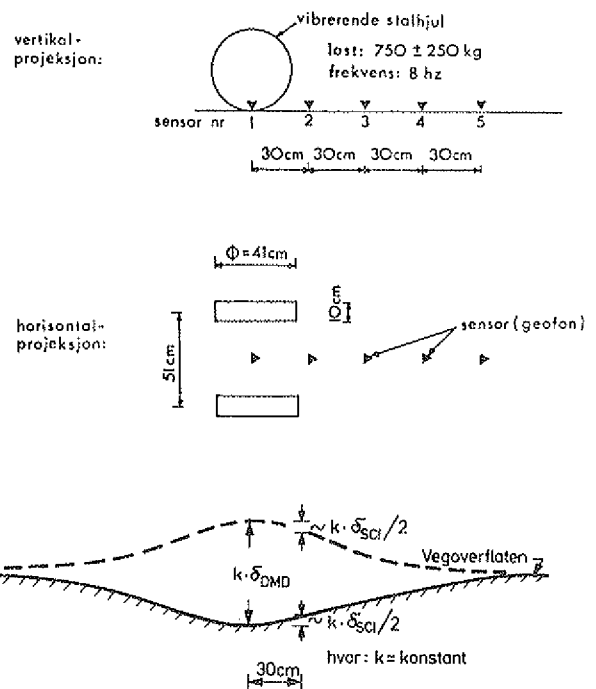
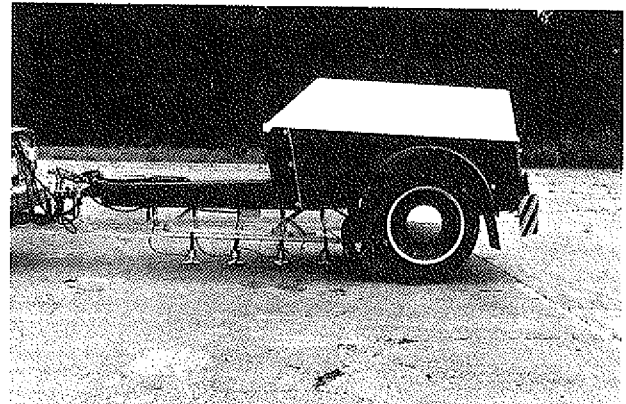


Fig. 28. Dynaflect måleutstyr og prinsipp for målemetoden.

For bestemmelse av vegoverbygningens styrke uttrykt med BI og SI er det tatt prøver fra materialet i vegoverbygning (og undergrunn).

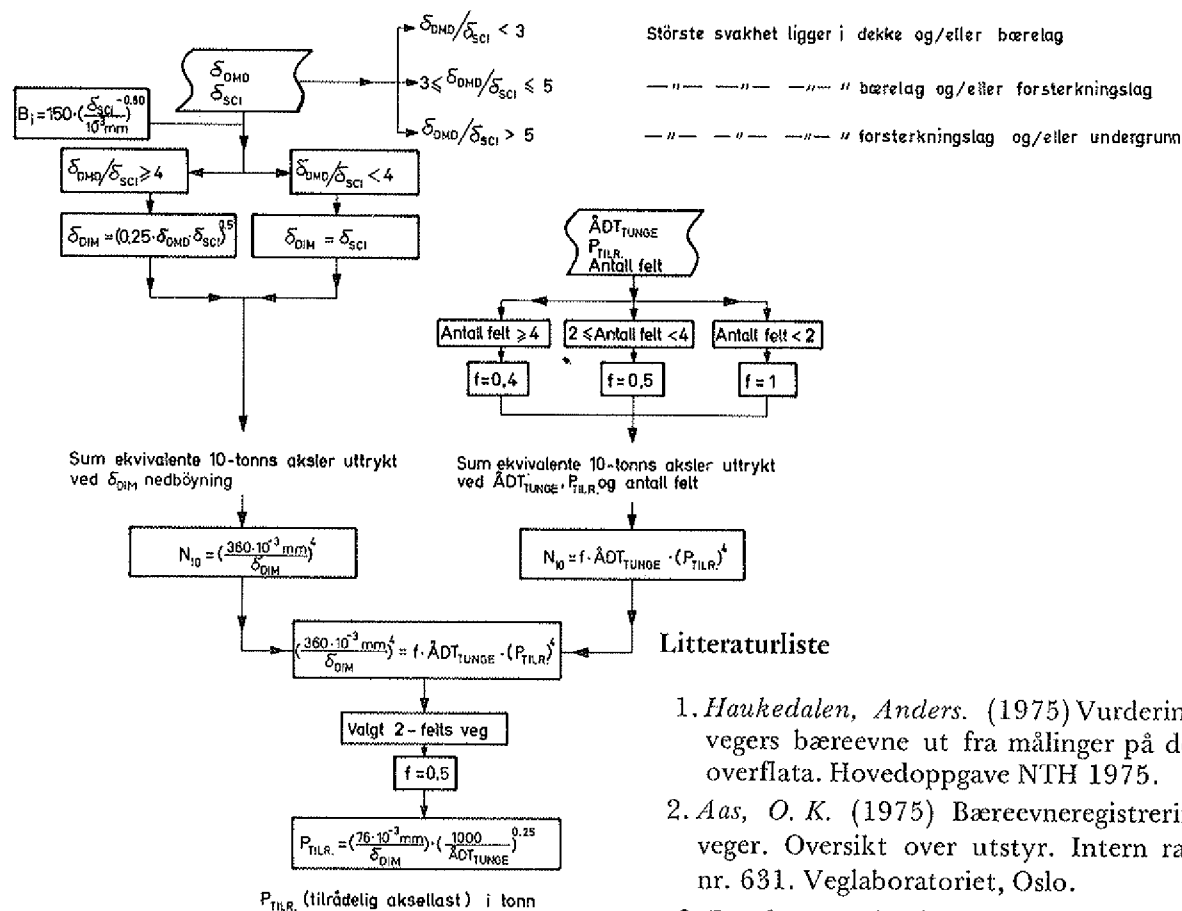


Fig. 30. Flytdiagram for bestemmelse av tilrådelig aksellast.

Summary

The article describes a method for calculation of allowable axle load (technically) based on the road surface deflection/curvature caused by a known load.

Theoretical considerations and sampling in the existing road has given a relationship between the road surface deflection/curvature and the road strength.

The road surface deflections are calculated from maximum deflection and curvature observed with Dynaflect equipment, measuring the maximum deflection, δ_{DMD} (Dynaflect Maximum Deflection), and curvature, δ_{SCI} (Surfacing Curvature Index).

The results has been drawn up in a simple diagram Fig. 29 where the allowable axle load (technically) is given as a function of δ_{DMD} , δ_{SCI} and $\dot{A}DT$ tunge (average annual daily traffic of heavy vehicles).

1. *Haukedalen, Anders.* (1975) Vurdering av vegers bæreevne ut fra målinger på dekkeoverflata. Hovedoppgave NTH 1975.
2. *Aas, O. K.* (1975) Bæreevneregistrering på vegger. Oversikt over utstyr. Intern rapport nr. 631. Veglaboratoriet, Oslo.
3. Road strengthening. 1976 OECD-rapport. Paris.
4. *McComb, R.A., Labra, J.J.* (1975) Pavement Rehabilitation. Transportation Research Board.
5. *Reinslett, Erling.* (1976) Vegers bæreevne – En vurdering av nedbøyning på dekkoverflata og tverrprofillets innvirkning. Hovedoppgave NTH 1976.
6. *Hansen, Erling K.* (1976) Geoteknisk registrering. Hovedrapport. Veglaboratoriet, Oslo.
7. *Reinslett, Erling.* (1977) Vegers bæreevne vurdert ut fra total deformasjon og krumning basert på nedbøyningsmålinger med Dynaflect. Intern rapport nr. 751. Veglaboratoriet, Oslo.
8. *Reinslett, Erling.* (1977) Vedlegg til "Vegers bæreevne vurdert ut fra total deformasjon og krumning basert på nedbøyningsmålinger med Dynaflect. Intern rapport nr. 752. Veglaboratoriet, Oslo.
9. *Vegnorkomiteens sekretariat.* (1974-77) Statens Vegvesen, Vegnormaler – Vegbygging. Vegdirektoratet, Oslo.
10. The AASHO Road Test. (1962) Highway Research Board. Special Report 73. Washington, D.C.

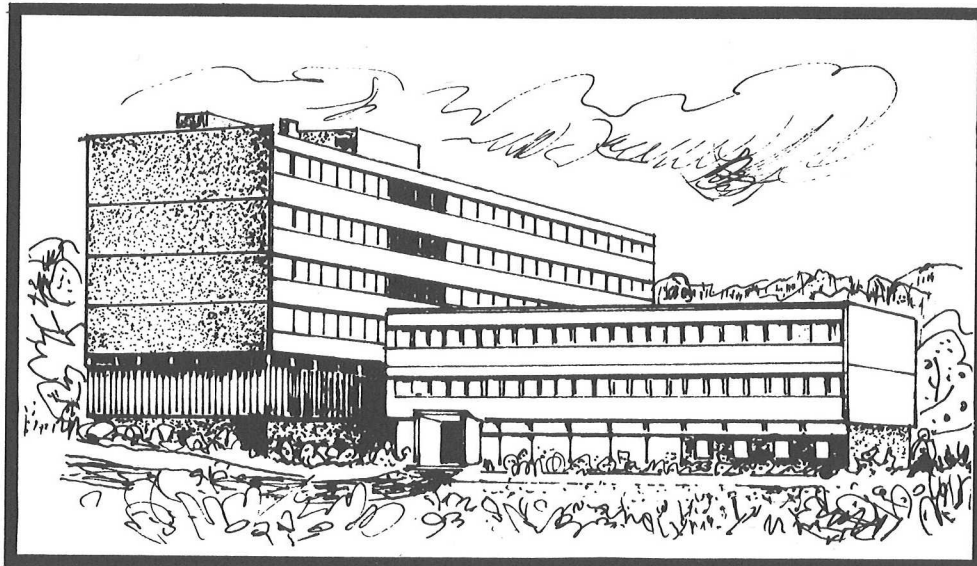
Fortegnelse over Meddelelser fra Veglaboratoriet

1. H. BRUDAL og I.TH. ROSENQUIST. Hydroglimmer (Hydrous Mica, Glimmerton). Angående norske leirers petrografi (Petrography of Norwegian clays). 8 s 1942. Utsolgt (out of print).
2. I.TH. ROSENQUIST. Petrografi og vegbygging (Petrography and road construction). 6 s 1943. Utsolgt (out of print).
3. H. BRUDAL og A. KJOS. En vegfundamentsplan. Telefrie vegger. Betongdekker på elastisk undergrunn. Fuktighetsgraden i masseutskiftingsmaterialer. (Principles for pavement strengthening. Frost-proof roads. Concrete pavements on elastic subgrade. Moisture content in replacement materials). 10 s 1945. Utsolgt (out of print).
4. G. HOLMSEN. Leirfalltyper (Types of slides in quick clay). P. HOLMSEN. Om leirfallene i Norge og kvikkleirenes betydning. (Quick clay slides in Norway). I.TH. ROSENQUIST. Om leirers kvikkaktighet (The sensitivity of clays). I.TH. ROSENQUIST. Om leirers plastisitet (The plasticity of clays). 15 s 1946. Utsolgt (out of print).
5. H. BRUDAL. Rapport om studiereise til U.S.A. i 1946 (Report from a study tour to US). 18 s 1946. Utsolgt (out of print).
6. E. SÆTHER. Om vedhefting mellom bituminøse bindemidler og steinmaterialer (On adhesion between bitumen and mineral aggregates). 14 s 1948. N. kr 5,-
7. E. SÆTHER. Om svelling av støvsand-jordarter ved vannopp-taking. (The expansion of silty soils under water absorption.) I.TH. ROSENQUIST. Elektrodialytiske forsøk ved Årumvannet i Vestfold (Electrodialytic experiments on quick clays in the field) 9 s 1948. N. kr 7,-
8. H. BRUDAL. Valg av vegdekketype (Different pavement types and their uses). 13 s 1948. Utsolgt (out of print).
9. H. BRUDAL. Veglaboratoriet. (Norwegian Road Research Laboratory.) En ny jordstabiliseringsmetode ved bruk av diverse kjemikalier. Om gummiassfalt forseglingsmateriale for fuger i betongkonstruksjoner (Soil stabilization with the use of chemicals). 19 s 1952. Utsolgt (out of print).
10. H. BRUDAL. Ru vegdekker (Skid resistant pavements). 15 s 1959. Utsolgt (out of print).
11. H. BRUDAL. Noen fakta fra våre forsøksveger (Some facts from our test roads). 7 s 1960. N. kr 3,-
12. R.S. NORDAL. Berelag for vegger (Design of road pavements). 11 s 1960. N. kr 4,-
13. Vegdekket ruhet. Referat fra møte i Nordisk Vegteknisk Forbunds Utvalg for bituminøse bindemidler og belegninger, 18-20 okt. 1960 (Skid resistant pavements. Papers delivered at the meeting of the Scandinavian Association of Highway Technicians, Oct. 18-20 1960) Utsolgt (out of print).
14. O. JØSANG. Dannelsesmåten for en del av våre grusforekomster og leting etter disse. (The formation of sand and gravel deposits in Norway.) 12 s 1963. N. kr 5,-
15. K. FLAATE. An Investigation of the Validity of three Piledriving Formulae in Cohesionless Material. 11 s 1964. N. kr 4,-
16. K. FLAATE og N. RYGG. Sagflis i vegfylling på myr. Lettbetongavfall til vegfyllinger. (Sawdust as road embankment on peat bogs. Cellular concrete as light fill materials in road embankments.) 12 s 1964. N. kr 5,-
17. K. FLAATE og H. RUISTUEN. Sikring av vekskrånninger i jord (The protection of highway slopes in soils). 9 s 1964. N. kr 3,-
18. K. FLAATE. Liquid limit determination. A comparison between Casagrande's apparatus and Uppal's penetrometer. 16 s 1964. N. kr 6,-
19. A. GRØNHAUG. Steinmaterialers brukbarhet til vegbygging (Suitability of aggregates for road construction). 14 s 1964. Utsolgt (out of print).
20. K. FLAATE og S. WAAGE. Stabilitet av vegfyllinger på leire (Stability of road embankments on clay). 9 s 1964. N. kr 3,-
21. Steinmaterialet i bituminøse belegninger. Referat fra møte i Nordisk Vegteknisk Forbunds Utvalg for bituminøse bindemidler og belegninger, 21.-22. aug. 1964 (The rock aggregates in bituminous mixtures. Paper delivered at the meeting of the Scandinavian Association of Highway Technicians, Aug. 21-22 1964.) 52 s 1964. Utsolgt (out of print).
22. R.S. NORDAL. Drenering for vegger (Highway drainage). 53 s 1965. Utsolgt (Out of print).
23. R.S. NORDAL. Feltlaboratoriet for vegbygging (Mobile laboratory for road construction). 11 s 1965. N. kr 4,-
24. K. FLAATE. A Statistical Analysis of some Methods for Shear Strength Determination in Soil Mechanics. 8 s 1965. N. kr 4,-
25. R.S. NORDAL. Drenering av undergang for E 75 i Stjørdal (Drainage for an underpass on E 75 at Stjørdal). 8 s 1966. N. kr 4,-
26. T. THURMANN-MOE og J.O. HATTESTAD. Bruk av salter og andre kjemikalier i vintervedlikeholdet for å bedre trafikksikkerheten (The use of salt and other chemicals for road maintenance under winter conditions). 9 s 1966. Utsolgt (out of print).
27. T. THURMANN-MOE. Hulrom i asfaltdekker (Void contents of bituminous surfaces). 9 s 1966. N. Kr 4,-
28. K. FLAATE. Factors influencing the Results of Vane Tests. 9 s 1966. N. kr 4,-
29. K. FLAATE. Field Vane Tests with Delayed Shear. 17 s 1966. N. kr 6,-
30. A. GRØNHAUG. Grus-separasjon i USA (Gravel aggregates beneficiation in US). 8 s 1967. Utsolgt (out of print).
31. A. GRØNHAUG. Evaluation and Influence of Aggregate Particle Shape and Form. 20 s 1967. N. kr 7,-
32. T. THURMANN-MOE og R. WOLD. Praktiske forsøk med noen forskjellige vinterlappemasser og litt om lapping av asfaltdekker (Evaluation of bituminous patching materials for winter maintenance). 7 s 1967. N. kr 3,-
33. R.E. OLSON og K. FLAATE. Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand. 18 s 1968. N. kr 7,-
34. H. BRUDAL. Vegforskning i Norge (Road Research in Norway). 30 s 1968. N. kr 7,-
35. A. SKOGSEID. Telesikring med isolasjonsmaterialer (Prevention of frostheave in roads with insulating materials). 15 s 1968. N. kr 6,-
36. T. THURMANN-MOE. Slitasje på forskjellige vegdekketyper (Pavement wear caused by the use of studded tyres and snow chains). 10 s 1970. N. kr 4,-
37. A. SKOGSEID. Frostsikring av vegger ved isolering. Litt om det fysiske grunnlaget. (Prevention of frost heave in roads. An outline of the theory for the use of insulating materials). R. SÆTERS DAL. Varmeisolasjonsmaterialer i vegoverbygningen (Insulation materials in road construction). A. KNUTSON. Frostsikre vegger med bark. Orientering om pågående undersøkelser. (Frostprotection of highways by a subbase of bark.) H. RUISTUEN. Kostnader ved frostsikring av vegger (Costs with frost protection of roads). 34 s 1971. N. kr 11,-
38. Ø. JOHANSEN. Varmeledningsevne av forskjellige vegbyggingsmaterialer (The thermal conductivity of various road aggregates). 18 s 1971. N. kr 7,-
39. R.S. NORDAL og E. HANSEN. Vormsund Forsøksveg, Del I: Planlegging og bygging. (Vormsund Test Road, Part I: Design and Construction.) 48 s 1971. N. kr 15,-
40. R.S. NORDAL. Vormsund Forsøksveg. Del 2: Instrumentering. (Vormsund Test Road, Part 2: Instrumentation). 38 s 1972. N. kr 12,-
41. K. FLAATE and R.B. PECK. Braced Cuts in Sand and Clay. 29 s 1972. N. kr 11,-
42. T. THURMANN-MOE og S. DØRUM. Komprimering av asfaltdekker (Compaction of Asphalt Pavements). Hurtige metoder for komprimeringskontroll av asfaltdekker (Rapid Methods for Compaction Control of Asphalt Pavements). 39 s 1972. N. kr 13,-
43. A. KNUTSON. Dimensjonering av vegger med frostakkumulierende underlag (Design of Roads with a Frostaccumulating Bark Layer). K. SOLBRAA. Barkens bestandighet i vegfundamenter (The Durability of Bark in Road Constructions). G.S. KLEM. Bark i Norge (Bark in Norway). 32 s 1972. N. kr 11,-

44. J. HODE KEYSER og T. THURMANN-MOE. Slitesterke bituminøse vegdekker (Characteristics of wear resistant bituminous pavement surfaces).
 T. THURMANN-MOE og O.E. RUUD. Rustdannelse på biler (Vehicle corrosion due to the use of chemicals in winter maintenance and the effect of corrosion inhibitors).
 T. THURMANN-MOE og O.E. RUUD. Kjemikalier i vintervedlikeholdet (Norwegian Saltpeter and urea as alternative chemicals for winter maintenance).
 O.E. RUUD, B-E. SÆTHER og F. ANGERMO. Understellsbehandling av biler (Undersealing of vehicles with various sealants). 38 s.1973. N. kr 13,-
45. Proceedings of the International Research Symposium on Pavement Wear, Oslo 6th-9th June 1972. 227 s.1973. N. kr 20,-
46. Frost i veg 1972. Nordisk Vegteknisk Forbunds konferanse i Oslo 18-19 sept. 1972 (Frost Action on Roads 1972. NVF Conference in Oslo 1972). 136 s.1973. N.kr 20,-
47. Å. KNUTSON. Praktisk bruk av bark i vegbygging (Specifications for Use of Bark in Highway Engineering).
 E. GJESSING og S. HAUGE. Barkavfall - vannforurensning (Bark Deposits - Water Pollution). 23 s.1973. N. kr 10,-
48. Sikring av vegtunneler (Security Measures of Road Tunnels). 124 s.1975. N.kr 20,-
49. H. NOREM. Registrering og bruk av klimadata i planlegging av høgfjellsveger (Collection and Use of Weather Data in Mountain Road Planning). H. NOREM. Lokalisering og utforming av vegger i drivsnømråder (Location and Design of Roads in Snow-drift Arcas). H. NOREM og J.G. ANDERSEN. Utforming og plassering av snøskjermer (Design and Location of Snow Fences). K.G. FIXDAL. Snøskredoverbygg (Snowsheds). H. SOLBERG. Snørydding og snøryddingsutstyr i Troms (Winter Maintenance and Snow Clearing Equipment in Troms Country). 59 s. 1975 N. kr 20,-
50. J.P.G. LOCH. Frost heave mechanism and the role of the thermal regime in heave experiments on Norwegian silty soils.
 K. FLAATE og P. SELNES. Side friction of piles in clay.
 K. FLAATE og T. PREBER. Stability of road embankments in soft clay.
 A. SØRLIE. The effect of fabrics on pavement strength - Plate bearings tests in the laboratory.
 S.L. ALFHEIM og A. SØRLIE. Testing and classification of fabrics for application in road constructions. 48 s. 1977. N. kr. 20,-
51. E. HANSEN. Armering av asfaltdekker (Reinforced bituminous pavements).
 T. THURMANN-MOE og R. WOLD. Halvsåling av asfaltdekker (Resurfacing of bituminous pavements).
 A. GRØNHAUG. Fremtidsperspektiver på fullprofilboring av vegtunneler (Full face boring of road tunnels in crystalline rocks).
 E. REINSLETT. Vegers bæreevne vurdert ut fra maksimal nedbøyning og krumming (Allowable axle load (technically) as determined by maximum deflection and curvature). 52 s. 1978. N. kr. 20,-

En del av Veglaboratoriets Interne rapporter er også tilgjengelige for interesserte utenfor Statens Vegvesen. Liste fås ved henvendelse.

Studentrabatt 50% på publikasjonene.



VEGLABORATORIET

Organisasjon:

Statens Veglaboratorium ble etablert i 1938 og er administrativt en avdeling i Vegdirektoratet.

Veglaboratoriet er internt organisert i 5 seksjoner som knytter seg til fagområdene asfalt og kjemi, betong, bærelag, geologi og geoteknikk, samt sekretariat og felles verksted.

Oppgaver:

Hovedoppgavene er å drive forsknings- og utviklingsarbeide på det vegtekniske område samt å virke som rådgiver innenfor de fagområder laboratoriet dekker. I dette arbeidet inngår kurs og opplæringsvirksomhet.

Henvendelser:

Postadresse: Veglaboratoriet, boks 8109, Oslo-Dep.
Godsadresse: Veglaboratoriet, Gaustadalleen 25, Blindern, Oslo 3.
Telefon: Oslo 46 69 60

NORWEGIAN ROAD RESEARCH LABORATORY

Organization:

The Norwegian Road Research Laboratory was established in 1938 and is a sub-division of the Public Road Administration.

The N.R.R.L. is internally organized in five technical sections, Bituminous materials and Chemistry, Concrete, Pavement design, Geology and Soil mechanics, together with a secretariat and a workshop.

Field of Operation:

The main object of The N.R.R.L. is research and development in the area of highway construction and consulting within the technical fields of operation. This work includes offering courses and training programs.

For information contact:

Mailing address: The Norwegian Road Research Laboratory, Box 8109, Oslo-Dep.
Location: The Norwegian Road Research Laboratory, Gaustadalleen 25, Blindern, Oslo 3
Telephone: Oslo 46 69 60

