

# Forsterkning av veger

Varige veger 2011 - 2014

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 373



Foto: Statens vegvesen



**Tittel**

Forsterkning av veger

**Undertittel**

Varige veger 2011 - 2014

**Forfatter**

Ragnar Evensen, ViaNova Plan og Trafikk

**Avdeling**

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologi-avdelingen

**Seksjon**

Vegteknologi

**Prosjektnummer**

603102

**Rapportnummer**

Nr. 373

**Prosjektleder**

Leif Bakløkk

**Godkjent av**

Jostein Aksnes

**Emneord**

forsterkning, utbedring, forsterkningstiltak, planlegging, dimensjonering, grunnundersøkelser

**Sammendrag**

Denne rapporten omhandler forsterkning av veger, og er delt inn i tre hovedtema:

A - Planlegging og prosjektering

B - Forsterkningstiltak

C - Forsterkningseksempler

**Title**

Road rehabilitation

**Subtitle**

Durable roads 2011 - 2014

**Author**

Ragnar Evensen, ViaNova Plan og Trafikk

**Department**

Traffic Safety, Environment and Technology Department

**Section**

Road Technology

**Project number**

603102

**Report number**

No. 373

**Project manager**

Leif Bakløkk

**Approved by**

Jostein Aksnes

**Key words**

rehabilitation, remediation, design, soil classification

**Summary**

This report is a guideline for rehabilitation of roads. The report contains three parts:

A - Planning and design

B - Measures for road rehabilitation

C - Road rehabilitation examples

## Forord

Etatsprogrammet Varige veger har definert følgende effektmål; økt dekkelevetid og reduserte årskostnader på det norske vegnettet.

Programmet har fokus på tre hovedtema som også utgjør hver sin arbeidspakke:

- Vegdekker
- Dimensjonering og forsterkning
- Kunnskapsformidling og implementering

Programmet skal beskrive tiltak og forbedringer for alle deler av vegkonstruksjonen. I tillegg ønsker man at programmet skal bidra til å heve kompetansen hos Statens vegvesen og andre byggherrer, entreprenører, konsulenter, undervisnings- og forskningsinstitusjoner.

I Nasjonal transportplan 2018–2027 er vedlikeholdsetterslepet for vegfundament og vegdekke kostnadsberegnet til 7300 mill. kr for riksveger og 20910 mill. kr for fylkesveger. Det er altså et formidabelt behov for forsterkning og oppgradering av eksisterende vegnett i Norge i årene som kommer.

Skadebildet på eksisterende veg er ofte sammensatt av flere feil og mangler som krever en kombinasjon av ulike tiltak for å komme frem til et tilfredsstillende resultat. Målet er å oppnå ensartet standard og tilstandsutvikling på ferdig forsterket veg. Som regel er forsterkningsbudsjettene små i forhold til behovet og det blir derfor desto viktigere å gjøre kloke valg i planlegging og valg av forsterkningstiltak for å utnytte ressursene på en best mulig måte.

Det har lenge vært et stort behov for en forsterkningsveiledning i Norge. Med denne rapporten håper Varige veger programmet å ha bidratt til et godt grunnlag for utarbeidelse av en slik veiledning. Rapporten henvender seg til alle som arbeider med planer og beskrivelser for forsterkning og utbedring av veg og er delt inn i tre deler:

- A: Planlegging og prosjektering
- B: Forsterkningstiltak
- C: Eksempler

Rapporten er utarbeidet av Via Nova Plan og Trafikk AS med faglig støtte fra ressurspersoner i Sweco og Statens vegvesen.

Trondheim, april 2015.

# Innholdsfortegnelse

Forord.....	3
Innholdsfortegnelse.....	4
<b>Del A: Planlegging og prosjektering .....</b>	<b>6</b>
<i>A 1 Innledning .....</i>	<i>6</i>
<i>A 2 Planlegging av forsterkningstiltak.....</i>	<i>6</i>
<i>A 3 Grunnlagsdata .....</i>	<i>8</i>
<i>A 4 Dimensjonering av forsterkningstiltak .....</i>	<i>35</i>
<i>A 5 Dimensjoneringsystemer.....</i>	<i>59</i>
<i>A 6 Valg av forsterkningstiltak.....</i>	<i>61</i>
<b>Del B: Forsterkningstiltak.....</b>	<b>63</b>
<i>Omtalte forsterkningsmetoder.....</i>	<i>63</i>
<i>B 1 Etablering/utbedring av åpne grøfter.....</i>	<i>66</i>
<i>B 2 Etablering av lukket drenering .....</i>	<i>71</i>
<i>B 3 Oppretting/fresing og nytt dekke .....</i>	<i>75</i>
<i>B 4 Bituminøst, varmblandet bærelag .....</i>	<i>78</i>
<i>B 5 Bituminøst, kaldblandet bærelag .....</i>	<i>81</i>
<i>B 6 Bærelagstabilisering (dypstabilisering).....</i>	<i>84</i>
<i>B 7 Bærelag av penetrert pukk.....</i>	<i>88</i>
<i>B 8 Bærelag av forkilt pukk.....</i>	<i>91</i>
<i>B 9 Tørrstabilisering .....</i>	<i>93</i>
<i>B 10 Utkilinger.....</i>	<i>95</i>
<i>B 11 Kantforsterkning.....</i>	<i>97</i>
<i>B 12 Breddeutvidelse .....</i>	<i>102</i>
<i>B 13 Armering med stålnett.....</i>	<i>105</i>
<i>B 14 Asfaltarmering med plastnett .....</i>	<i>109</i>
<i>B 15 Armering av granulære lag .....</i>	<i>113</i>
<i>B 16 Masseutskifting med granulære og bituminøse lag.....</i>	<i>116</i>
<i>B 17 Masseutskifting i veg på myr .....</i>	<i>118</i>
<i>Grunnerverv.....</i>	<i>121</i>
<b>Del C: Forsterkningseksempler .....</b>	<b>123</b>
<i>C 1 Fv 173 Hp 2 i Akershus.....</i>	<i>123</i>

<i>C 2</i>	<i>Fv 238 i Akershus fylke.....</i>	<i>127</i>
<i>C 3</i>	<i>Fv 229, Lenvik kommune i Troms .....</i>	<i>131</i>
<i>C 4</i>	<i>Fv 77 Tverrfjord-Myrnes, Finnmark .....</i>	<i>136</i>
<i>C 5</i>	<i>E6 Hp14, Baukop, Porsanger kommune, Finnmark .....</i>	<i>140</i>
<b>Litteratur.....</b>		<b>143</b>
<b>Vedlegg.....</b>		<b>145</b>
<i>Vedlegg 1</i>	<i>Forsterkning av veg, standardkrav.....</i>	<i>145</i>
<i>Vedlegg 2</i>	<i>Bearbeiding av data fra falloddsmålinger.....</i>	<i>148</i>

# Del A: Planlegging og prosjektering

## A 1 Innledning

Forsterkning av en veg er tiltak som tar sikte på å bedre vegens bæreevne. I praksis vil også en rekke andre tiltak gå under denne betegnelsen, til tross for at de ikke direkte er rettet mot økning av bæreevnen. Det gjelder f.eks. utbedring av svanker, etablere tilfredsstillende tverrfall, kantforsterkning, fjerne/reducere telehiv osv.

Planlegging og dimensjonering av forsterkningstiltak på konkrete vegstrekninger vil normalt være basert på analyser av hele eller deler av et vegnett innen et distrikt, fylke eller en region. Leveransen fra slike vegnettsanalyser kan med fordel være en langtidsplan for forsterkningstiltak.

Arbeidet med forsterkning av veger kan være en selvstendig, isolert prosess for å bedre trafikantenes fremkommelighet og redusere vegholders kostnader til dekkevedlikehold. En bedre løsning kan ofte være at forsterkningsoppgavene er en del av mer omfattende utbedringsarbeider av vegstrekninger, slik det f.eks. er beskrevet i SURF-analysen "Systematisk utvikling av riks- og fylkesvegnettet", ref. 1.

Et større utbedrings prosjekt i Nord-Trøndelag, omtalt som Fornyingsprosjektet, kan være et eksempel på en praktisk tilnærming på en helhetlig løsning. Prosjektet omfatter ca. 50 km veg fordelt på Fv 17, Fv 502 og Fv 770 i Nord-Trøndelag. Arbeidene ble gjennomført med midler fra driftskontrakter, asfaltkontrakter og trafikksikkerhetstiltak.

Blant de faktorer som medvirket til at fornyingsprosjektet ble en suksess, fremhevet Vegavdelingen blant annet følgende:

- Grundig registrering av relevante objekter, inklusive objektenes tilstand.
- Bæreevneregistrering og oppgravingsprøver minst ett år før asfaltkontrakten utlyses.
- Vegetasjonsrydding, stikkrenner, grøfting og andre grunnarbeider utføres året før asfaltarbeidene.
- God planlegging av arbeidsvarsling, trafikkavvikling og informasjon til trafikanter.

## A 2 Planlegging av forsterkningstiltak

En viktig del av grunnlaget for all planlegging av forsterkningstiltak er å fastsette hvilke krav og forventninger vegholder har til vegens funksjonelle egenskaper etter forsterkning, inklusive dekkelevetid. Statens vegvesens Håndbok N100 har i kap. D krav til vegens geometri, framkommelighet og sikkerhetsstandard etter vegutbedring. Det er et behov for tilsvarende krav ved forsterkningsarbeider.

Ved de fleste forsterkningsarbeider vil planlegging av tiltaket bestå av følgende deler:

1. Fastsette dimensjonerende påkjenninger; ÅDT, andel tungtrafikk, årlig trafikkvekst, frostmengde, nedbørsforhold, etc.
2. Klarlegge hvilke forhold som har redusert vegens funksjonsegenskaper og årsakene til at dette ikke er tilfredsstillende.
3. Vurdere alternative forsterkningstiltak ut fra skader og skadeårsaker, samt øvrige rammebetingelse som f.eks. behov for endringer i veggeometrien, behov for grunnerverv o.l.
4. Planlegge og dimensjonere forsterkningstiltak basert på vurderingene over. Det vil for en vegstrekning ofte være aktuelt med differensierte tiltak for å kunne fange opp de forskjellige behov med hensyn på en optimal forsterkning.
5. Utarbeide konkurransegrunnlag for arbeidene og gjennomføre tiltakene. Dette inkluderer beskrivelse av arbeidene, krav til utførelse og opplegg for kontroll. Ved forsterkningsarbeider ligger det en særlig utfordring i å beskrive arbeidene i lys av at det kan oppstå behov for justeringer dersom man registrerer forhold som man ikke kjente til før arbeidene startet.
6. Oppfølging og dokumentasjon av utførte tiltak. Dersom det ikke på et overordnet nivå er etablert entydige krav til vegens funksjonsegenskaper og tilstandsutvikling, er det viktig at det i dokumentasjonen av forsterkningsprosjektet er inkludert forventninger til vegens tilstandsutvikling og funksjonsegenskaper over en periode på minst 5 – 10 år, og at dette formuleres på en slik måte at man seinere kan vurdere om forventningene er oppnådd.

De forskjellige trinnene i planleggingen av forsterkningsarbeider kan variere avhengig av hva problemene omfatter og hva som er årsakene til de skader som har oppstått. Behovene kan grovt sett deles inn i følgende hovedtyper:

- Forsterkning for å øke funksjonell dekkelevetid når levetidsfaktoren er for liten i forhold til normert dekkelevetid, og årsaken(e) til liten levetidsfaktor kan knyttes til vegens fundament i forhold til de påkjenninger vegens utsettes for. Det omfatter med andre ord, ikke de tilfeller hvor kort dekkelevetid kan knyttes til valg av, krav til, eller utførelsen av selve vegdekket.
- På en del veger er tillatt aksellast mindre enn 10 tonn. Noen steder skylder dette bruer med dårlig bæreevne, andre steder en svak vegoverbygning. Dersom tillatt aksellast skal økes, uansett om årsaken er vegoverbygning eller bruer, må man vurdere behovet for forsterkning av vegoverbygningen.

- Bredeutvidelse og kantforsterkning hvor kantskader skyldes smale vegger, smale vegskuldre og/eller ustabile vegskråninger. Dette inkluderer vegstrekninger hvor man får endret kjøremønster, f.eks. som en følge av etablering av forsterket midtoppmerking, fysisk midtdeler, e.l.
- Tiltak for å redusere ujevnt telehiv er som regel lokale utbedringer ved gamle stikkrenner, strekninger hvor det er store variasjoner i materialene i grunnen med hensyn til telefarlighet eller hvor vannforholdene i materialene i grunnen varierer. Avhengig av den konkrete situasjon kan tiltaket omfatte utkilinger, masseutskifting over utsatte strekninger og/eller tiltak for å redusere tilgangen på vann.
- Legging av fast dekke på grusveg vil så godt som alltid kreve en forsterkning. Heller ikke grusveger som er bygget i henhold til vegnormalenes krav, er dimensjonert slik at et asfaltdekke får en levetid som er tilfredsstillende. I tillegg kommer at et grusdekke normalt består av telefarlige og vannømfindtlige materialer.

De grunnlagsdata som er nødvendige for å klarlegge årsaksforhold til skadene og dimensjonere forsterkningstiltakene, vil ikke være de samme for alle hovedtypene av skader som er vist ovenfor. Man må imidlertid være oppmerksom på at det ikke alltid er helt skarpe skiller mellom de forskjellige problemtypene. Dette kan belyses ved et par eksempler.

- Ved omfattende kantskader mot fylling vil man normalt vurdere kantforsterkning ved å utvide skuldrene eller ved å etablere slakere fyllingsskråninger av grovpukk eller kult. Før slike tiltak iverksettes, bør man ved hjelp av georadarmålinger eller oppgravninger få avdekket om det også er variasjoner i materialegenskaper og/eller lagtykkelser over vegens tverrprofil slik at lokal masseutskifting bør inngå som en del av tiltaket, evt. at slik masseutskifting gjør etablering av slakere sideskråninger unødvendig.
- Ved bredeutvidelse kan det være aktuelt å bruke armeringsnett for å bidra til bedre forankring mellom gammel og ny del av vegen. Det må uansett sikres at utkiling, materialvalg, utlegging og komprimering blir utført med den kvalitet som slike tiltak krever. Armering må ikke gjøre det fristende å ha lempeligere kvalitetskrav til andre deler av planlegging og utførelse.

### A 3 Grunnlagsdata

Mest mulig fullstendige data for fremtidige påkjenninger (klima, trafikklaster etc.), samt grunnforhold, drenering og overbygningen (geometri, lagtykkelser, materialegenskaper, tilstand og dekkelevetid) for den vegstrekningen som skal forsterkes, er helt nødvendig for å få et tilfredsstillende resultat av forsterkningsarbeidene.

Nasjonal vegdatabank, NVDB, er en viktig kilde til god informasjon om trafikken, vegens oppbygning, drenering og tilstand. I den grad NVDB mangler informasjon eller man er usikker på dataene kvalitet, er det behov for ytterligere målinger og analyser. En grundig



befaring i samarbeid med driftsansvarlig og driftsoperatør, samt evt. berørte naboer for å få oppdatert informasjon om dreneringsforholdene, overvannshåndteringen og evt. skader på vegdekket og omgivelsene er alltid en viktig del av forarbeidene. Bruk av vegbilder, ViaPhoto, er viktig, men det kan aldri erstatte befaringsene.

### **A 3.1 Data fra NVDB, PMS 2010 og ViaPPS**

Ved planlegging av forsterkningsarbeider hentes en betydelig del av grunnlagsdataene fra vegvesenets Nasjonal Vegdatabank (NVDB), direkte eller indirekte gjennom f.eks. PMS 2010. En del viktig informasjon kommer også fra rapporter fra bearbeidningen av måledata fra ViaPPS.

Denne veiledningen er basert på de rapporter og det datagrunnlag som er tilgjengelig i 2014. I fremtiden kan nye metoder for tilstandsregistrering, bedre utnyttelse av tilgjengelig informasjon og systematisk innsamling av erfaringsdata gi et grunnlag for mer optimal og effektiv planlegging av forsterkningstiltak. Slik videreutvikling tar tid, og utnyttelsen av ny informasjon må komme inn i en veiledning ved fremtidige revisjoner.

#### **A 3.1.1 Trafikkbelastninger**

Trafikkbelastningene uttrykt ved ÅDT og andel tunge kjøretøy hentes normalt fra NVDB. Forventet årlig trafikkvekst må som regel baseres på data fra nærliggende trafikkellepunkter. Det er også viktig at årlig trafikkvekst baseres på data for den aktuelle vegen, gjennomsnittsverdier for fylket er normalt ikke presise nok.

For veger med mer enn 2 kjørefelt bør også fordeling av tungtrafikken mellom kjørefeltene baseres på data fra trafikkellepunktene.

For enkelte veger, f.eks. adkomstveger til industriområder, må man vurdere om det er aktuelt å avvike fra den generelle forutsetning om at trafikkbelastningene fordeler seg 50/50 i forhold til kjøreretningene.

Også forsterkningsarbeider skal dimensjoneres for summen av ekvivalente 10 tonn aksellastpasseringer i en dimensjoneringsperiode på 20 år.

#### **A 3.1.2 Spørsmål**

Dekkelevetid er på flere måter en viktig parameter som grunnlag for å vurdere behovet for forsterkning. Dette gjelder uansett hva som måtte være årsaken til den registrerte tilstandsutviklingen. Denne tanken ligger til grunn for hele kap. 53 "Forsterkning av veg" i Håndbok N200.

Dekketilstand omfatter en rekke forskjellige parametre. De viktigste er spor og jevnhetsdata, men også sprekker, krakelering, tverrfall og andre dekkeskader inngår. For veger med ÅDT mer enn ca. 1500 er det som regel kort dekkelevetid beregnet ut fra sporutviklingen og en vurdering av bæreevnerelaterte sprekker som oftest utløser et behov for forsterkning.

For veger med mindre trafikk vil analyser av sporutviklingen som regel ikke gi et godt grunnlag for å estimere dekkelevetiden, dels fordi det er andre forhold enn sporutviklingen som bestemmer dekkelevetiden, og dels fordi det kan være vanskelig å gjennomføre nøyaktige målinger av hjulspordybden på smale vegger med liten trafikk. I forhold til forventet årlig sporutvikling kan de tilfeldige variasjonene i måleresultatene da bli ganske store.

Når man skal analysere dekkelevetider med hensyn på spor, er man avhengig av å beregne tilstandsutviklingen over flere år, minimum fem år. Da er det svært viktig at man i alle disse årene har brukt den samme metoden for beregning av spordybde slik at måleresultatene er sammenlignbare. Dette **må** kontrolleres før man bruker dataene fra NVDB til å analysere dekkelevetid med hensyn på spor.

Tilstandsutvikling pr PMS-parsell, slik dette beregnes i PMS 2010, er som regel ikke egnet som grunnlag for å vurdere dekkelevetider og forsterkningsbehov. Man er nødt til å ta utgangspunkt i detaljdataene for spor. I NVDB består detaljdataene av medianverdier over 20 meter.

### A 3.1.3 Jevnhetsmålinger

Tilstandsutvikling med hensyn på jevnhet, IRI, enten det er basert på detaljdataene per 20 meter veg eller 90/10-verdier per PMS-parsell, er normalt lite egnet som grunnlag for å vurdere forsterkningsbehov. Sammenliknet med forventet årlig endring i IRI er de tilfeldige variasjoner for IRI-resultatene relativt store. Selve jevnhetsmålingen og beregning av IRI har stor usikkerhet sammenliknet med den årlige endring fra ett år til neste. I tillegg kommer de variasjoner som skyldes telehiv og sammenpakkingen av materialene i frostsone etter at islinsene er smeltet, samt varierende grunnforhold, tidligere anleggspraksis og hvilke dekketiltak som er benyttet gjennom årene. Dette innebærer at man må ha ensartede målinger over svært mange år før man kan forvente å få et tilfredsstillende uttrykk for dekkelevetid med hensyn på IRI.

I Sør-Norge er IRI fra målinger utført i perioden mai – juni lite egnet for å vurdere dekketilstanden med hensyn på jevnhet. Dette gjelder spesielt på vegger med telehiv. I denne perioden utsettes de granulære materialene for en sammenpakking etter at islinsene er smeltet, og IRI-verdiene endres fra uke til uke. I deler av Nord-Norge må man forvente at perioden med tvilsomme IRI-data kommer noe seinere på året.

Bearbeiding av dataene fra målebil i ViaPPS Desktop gir en mulighet for å analysere størrelsen på svanker med utbedringsbehov ved at man bruker måledataene til å kjøre beregninger av avvik fra rettholt, f.eks. med lengde 10 meter. Man må i den forbindelse huske på at avvikene ikke skiller mellom humper og svanker, slik at f.eks. fartshumper må filtreres ut før måleresultatene kan brukes til å vurdere behovet for utbedringstiltak.

#### **A 3.1.4 Nedbøyningsmålinger**

Begrepet nedbøyningsmålinger kan i prinsippet brukes om flere former for målinger på vegoverflaten eller på de forskjellige lag i vegoverbygningen. I forbindelse med vurdering av vegers bæreevne og dimensjonering av forsterkning brukes betegnelsen i Norge først og fremst om nedbøyningsmålinger med fallodd.

Prinsippet for nedbøyningsmålinger med fallodd er at et lodd med en gitt vekt heves og slippes ned på en plate som ligger an mot vegoverflaten. Under målingen registreres kraften mot vegdekket og nedbøyingene til vegdekket i lastsenteret og i forskjellige avstander fra dette. De målte nedbøyinger beskriver et nedbøyningsbasseng som brukes til å vurdere vegoverbygningens styrke i forhold til forventede trafikkbelastninger. Nedbøyningsmålinger med fallodd er nærmere omtalt i kap. A 3.2.4 og A 4.1.2.

Resultater fra tidligere utførte nedbøyningsmålinger er lagret i NVDB. I tillegg til detaljdataene fra målinger, som registrert kraft og nedbøyingene for de forskjellige sensorer, dekketemperatur og lufttemperatur, inneholder NVDB også beregningsresultater som bæreevne og to forskjellige indikatorer for nedbøyningsbassengets krumning. Formlene for disse og noen andre aktuelle indikatorer er vist i Vedlegg 2.

#### **A 3.1.5 Oppgravingsdata**

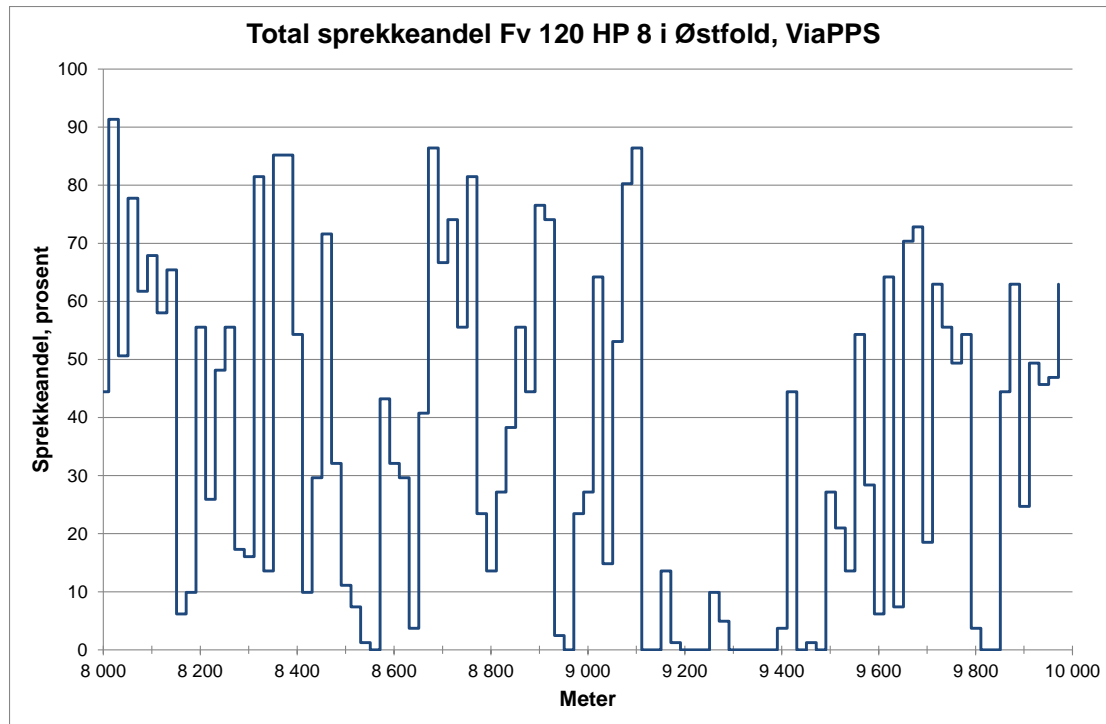
Oppgravingsdataene kan enklest hentes ut fra NVDB ved hjelp av NVDB123 og utskrift til EXCEL. Det alt vesentlig av grunnlagsdataene er av eldre dato, ofte fra den systematiske registreringen som ble startet i forbindelse med arbeidet med Norsk vegplan 1970–1978. Mer enn 50 % av oppgravingsdataene i NVDB (hvor dato er angitt) er fra 1977 eller tidligere. Ca. 40 % av dataene har ikke angitt dato for oppgraving. Disse forholdene innebærer at dimensjonering av forsterkningstiltak som regel må baseres på en kombinasjon av oppgravingsdata fra NVDB og nye oppgravingsprøver.

Før oppgravingsdataene fra NVDB kan benyttes som grunnlag for en dimensjonering av forsterkningstiltak, må dataene justeres for seinere dekketiltak, piggedekkslitasje og evt. plastiske deformasjoner i asfaltlagene. Resultater fra georadarmålinger kan i den forbindelse være til stor hjelp. I den grad det er mulig, må det klarlegges hvorvidt asfaltlagene er krakelert og av den grunn får lavere lastfordelingskoeffisienter i forhold til det som opprinnelig var registrert i NVDB. Lavere lastfordelingskoeffisient bør benyttes hvor asfaltdekket er krakelert eller har andre lastrelaterte sprekker.

#### **A 3.1.6 Registrerte sprekker i ViaPPS**

ViaPPS har en egen modul for presentasjon av sprekker i vegdekket. Metoden går i korthet ut på å dele inn kjørebanelen i seksjoner. Det er fem seksjoner over kjørefeltets bredde, lengden til seksjonene er valgfri. Systemet angir hvorvidt det i en seksjon er sprekker med bredde 5 mm eller mer. Systemet skiller ikke mellom en seksjon med en enkelt sprekke eller om seksjonen er full av sprekker. Det skiller heller ikke mellom sprekkebreddene med hensyn til alvorlighetsgraden, ut over at man bare registrerer sprekker som er minst 5 mm brede.

Figur A1 nedenfor er fra Fv 120 i Østfold fylke, nær grensen til Akershus. Dette er en veg med alvorlig bæreevnesvikt og med mange partier med utglidninger.



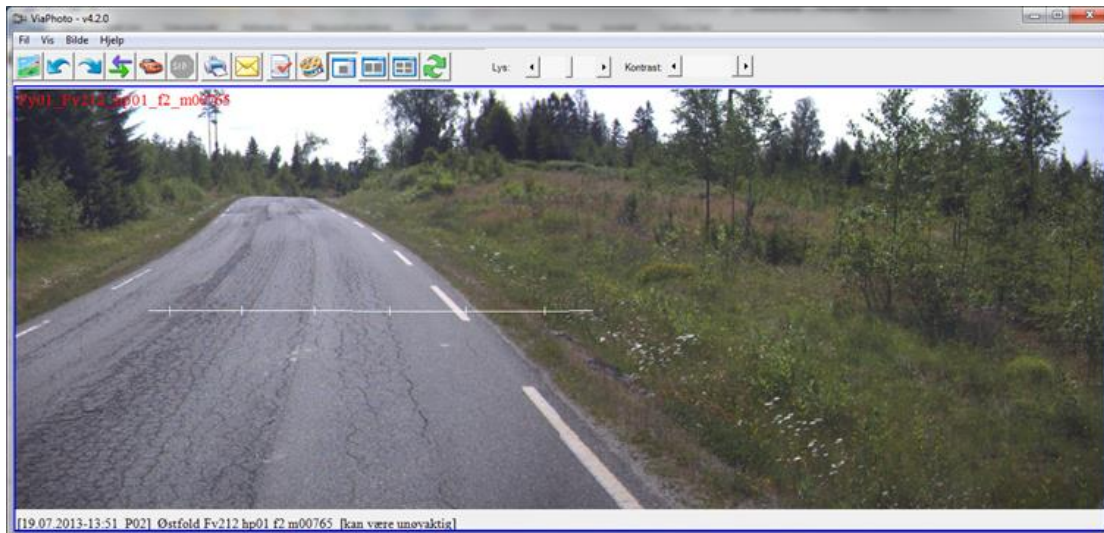
Figur A1 Eksempel på presentasjon av sprekker registrert i ViaPPS

Sprekkerapporten fra ViaPPS er relativt ny og erfaring med bruk av resultatene er begrenset. Inntil videre bør derfor rapporten bare brukes som en indikator på omfanget av sprekker i vegdekket. Mer konkrete vurderinger av sprekker i vegbanen må baseres på befaringer, se kap. A 3.2.1 nedenfor.

Skadekartlegging av vegdekker ved hjelp av laserscanning med utstyr montert på en målebil har i de seinere år hatt en rivende utvikling. Høyst sannsynlig vil denne utviklingen fortsette og den sprekkeregistrering som er omtalt ovenfor, kan raskt bli erstattet av eller supplert med andre typer dekketilstandsmålinger.

### A 3.1.7 ViaPhoto

Registrering av vegbilder i ViaPhoto utføres samtidig med måling av spor og jevnhet. Dette innebærer at vegvesenets folk har tilgang til oppdaterte bilder av vegen, og de kan vurdere endringen ved å sammenlikne nye bilder med eldre. Dersom det nylig er utført dekkefornyelse, er det f.eks. svært viktig å studere bilder som er fra før dekkeleggingen for å få klarlagt hva som var av dekkeskader før reasfalteringen.



Figur A2 Eksempel på vegbilde i ViaPhoto, Fv 212 i Østfold

Vegbilder i ViaPhoto er ikke så detaljerte at de kan erstatte befaringer, men de er godt egnet til å få et inntrykk av vegstrekningen. Bruk av sidebilder gir også mulighet for å vurdere veggrøftene og behov for tiltak utenfor selve vegarealet.

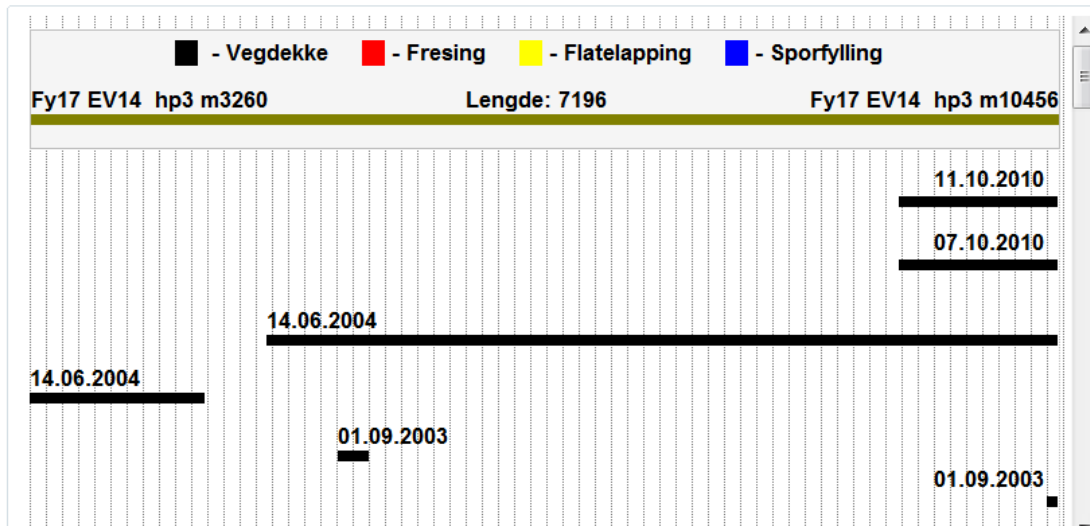
Vegbilder er et godt grunnlag for planlegging av befaringen og utvelgelse av steder for uttak av oppgravingsprøver, nedbøyningsmålinger etc.

### A 3.1.8 Tidligere utførte dekketiltak

Ved omlegging av data fra Vegdatabanken til NVDB oppstod det et etterslep i innlegging av utførte dekketiltak. Over tid skal etterslepet lukkes og dekkedataene i NVDB bli relativt komplette. Man skal imidlertid være oppmerksom på at en del mindre dekketiltak ikke er registrert i NVDB.

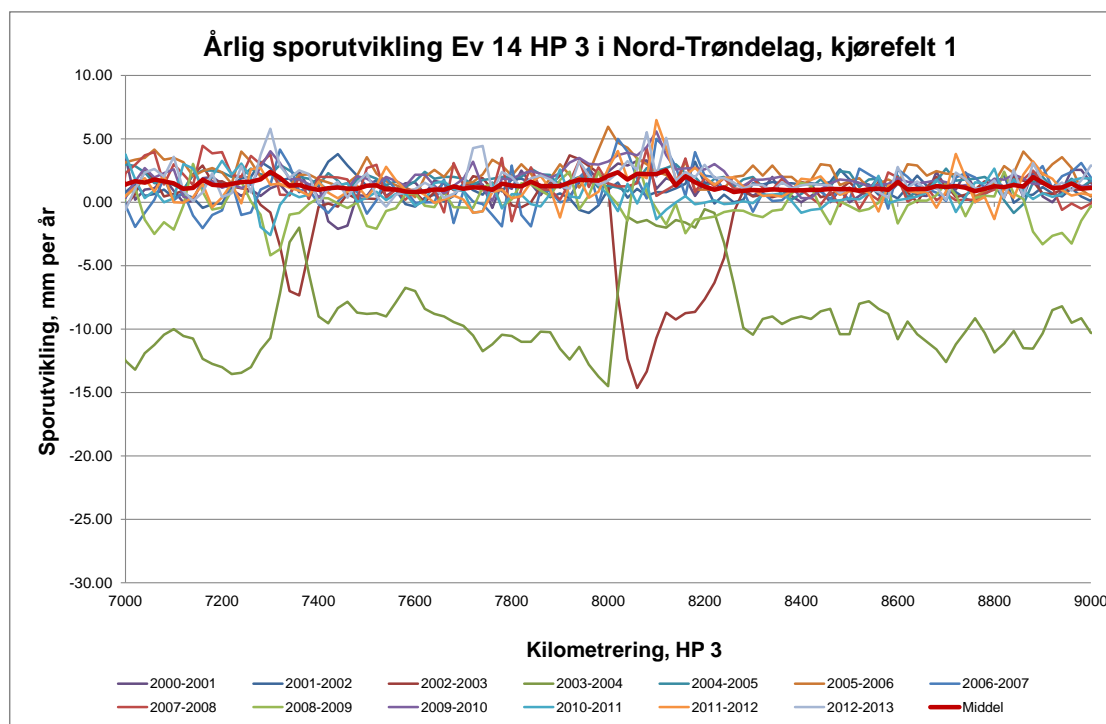
Den enkleste måten å få en oversikt over tidligere utførte dekketiltak på, er gjennom PMS2010. Et eksempel på en tabell med tilhørende grafisk presentasjon er vist i figur A3 nedenfor. Figuren viser registrerte dekketiltak på PMS-parsellen fra km 3,260 til 10,456 for HP 3 på E 14 i Nord-Trøndelag. De dekketiltak som er registrert i NVDB, går helt tilbake til 1970-årene.

I noen helt spesielle tilfeller kan det aksepteres å planlegge forsterkningstiltak uten at man god oversikt over vegens oppbygning gjennom oppgravingsprøver eller på annen måte. Også i disse tilfellene vil det som regel være viktig å vite asfaltykkelsen ved planlegging av tiltak. Dersom man er usikker på om de dekketiltak som er registrert i NVDB, er komplette, kan også georadarmålinger være et godt hjelpemiddel.



Figur A3 Dekketiltak på E14 i Nord-Trøndelag, presentasjon fra PMS 2010

Siden man ikke kan være 100 % sikker på at dataene i NVDB omfatter alle dekketiltak som er utført på strekningen, vil det være fornuftig å sammenholde dataene over med endringene i spordybde fra ett år til neste. På vegger hvor dekkeskader eller andre forhold utløser dekketiltaket, vil det som regel være vanskelig å skille mellom reduksjon i spordybde som skyldes dekketiltaket og hva som tilsynelatende er en reduksjon i spordybde, men som er en følge av tilfeldige variasjoner i resultatene fra spormålingene.



Figur A4 Registrerte endringer i spordybde fra ett år til neste, E 14 HP 3 i Nord-Trøndelag

Resultatene fra PMS2010 samsvarer svært godt med figur A4. For hele strekningen i figur A4 ser man effekten av dekketiltaket i 2004. I tillegg ser man effekten av dekketiltak i 2003 fra

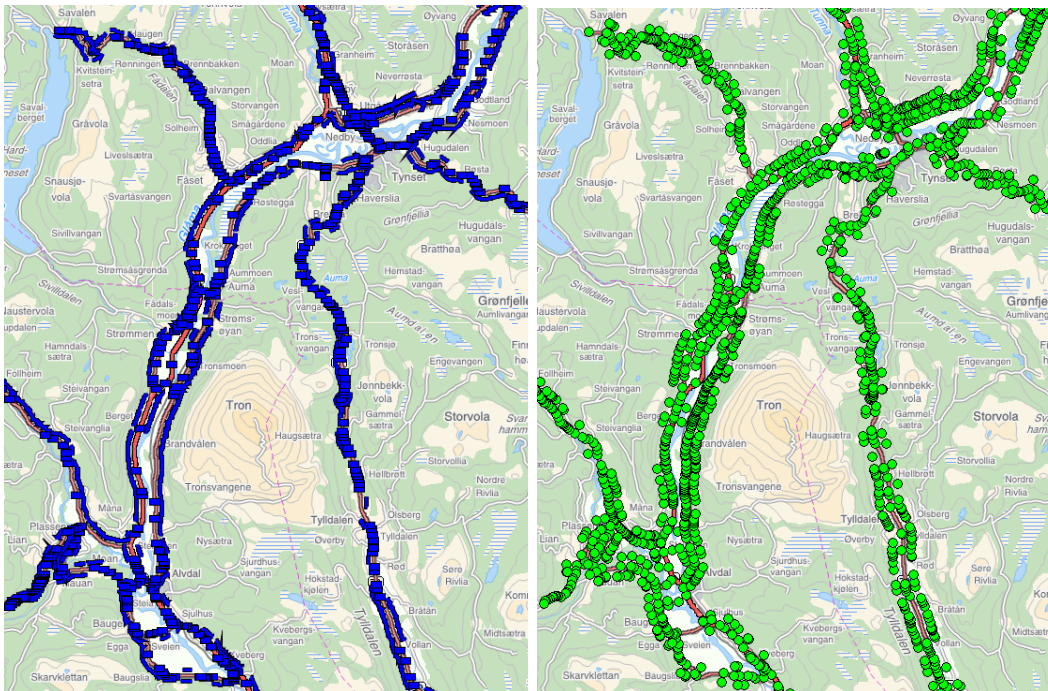
meter 7337 til 7389 og fra meter 8023 til 8258. Disse tiltakene synes ikke i figur A3, men det skyldes at figuren bare viser de sist registrerte tiltakene. I selve PMS-programmet finner man også igjen de tiltakene som er omtalt ovenfor.

Man kan legge merke en del resultater viser reduksjon i spordybden (jevnhet på tvers) størrelsesorden 0 – 3 mm fra ett år til neste. Det er usikkert hvorvidt dette skyldes unøyaktigheter i målingene eller at det er utført flatelapping e.l. som ikke er registrert i NVDB. Av den grunn har man tatt med reduksjoner opp til 3,0 mm fra ett år til neste ved beregning av middelerverdiene for årlig økning i spordybde.

### A 3.1.9 Drenering og overvannssystem

Som en del av planleggingen av forsterkningstiltak vil det nesten alltid være behov for befaringer for å få mer detaljert informasjon om drens- og overvannssystemet.

Det har opp gjennom årene vært gjennomført flere krafttak for å få etablert en oversikt over drenering og overvannssystemene på det norske riks- og fylkesvegnettet. Figur A5 nedenfor viser to eksempler på rapporter fra NVDB. Begge er for riks- og fylkesveger i området mellom Alvdal og Tynset i Hedmark. Venstre figur viser registrerte åpne sidegrøfter, høyre figur viser stikkrenner.



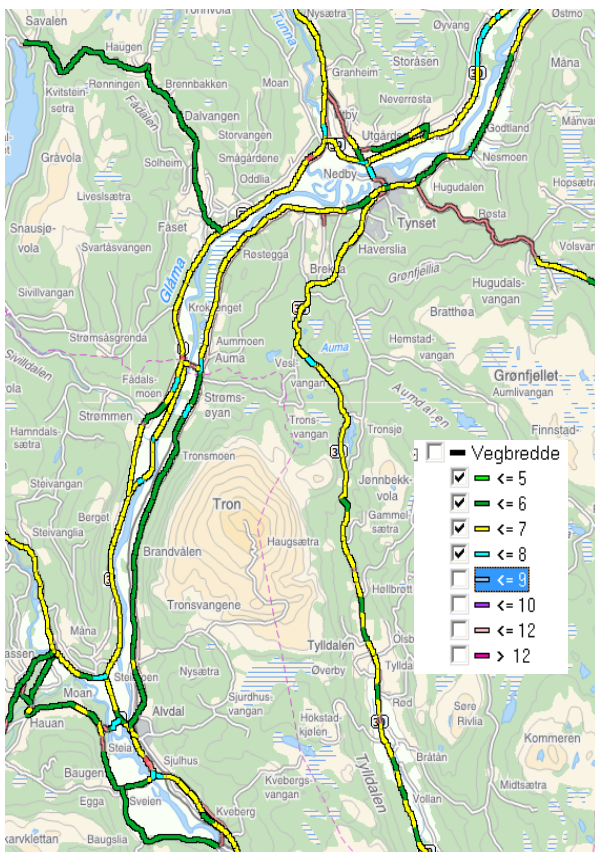
Figur A5 Eksempler på drenerings- og overvannssystem, riks- og fylkesveger i området Alvdal, Tynset i Hedmark, data fra NVDB

NVDB inneholder opplysninger om ca. 500.000 stikkrenner på riks- og fylkesvegnettet. Dette gir en gjennomsnittlig avstand på 100 meter mellom stikkrennene. Dataene i NVDB er svært varierende med hensyn til hva som er registrert av objektene tilstand. I den grad

tilstanden er registrert, er det ikke alltid gjort et klart skille mellom tiltaksbehov rettet mot driften av vegene (behov for grøfterensking, slamsuging av kummer etc.) og utbedringsbehov.

### A 3.1.10 Vegbredde

Vegobjekttypen "vegbredde" i NVDB inkluderer egenskapstypene Vegbredde totalt, Dekkebredde og Kjørebanebredde. Dataene er som regel generert fra Tverrprofilobjektet (tidligere ofte omtalt som en del av programmet TVERR) eller fra dekkeregistreringen i PMS.



Når breddeutvidelser er en del av forsterkningstiltaket, er det åpenbart at data for kjørebanebredde, dekkebredde og total vegbredde er viktige data for planleggingen. Også ved andre typer forsterkningsarbeider er bredder viktig, både i forbindelse med kostnadsberegninger og for planleggingen av den praktiske gjennomføring av arbeidene.

Figur A6 er en kartpresentasjon hvor vegbredder er klassifisert basert på en standard inndeling i NVDB123. Dersom resultatene eksporteres til EXCEL, får man mer eksakte angivelser i de forskjellige bredder. Man bør i den forbindelse være oppmerksom på kolonnen som angir dataopprinnelse. Dersom vegbredden kommer fra PMS/dekke, kan dette avvike fra bredder med opprinnelse VegReg eller fra "Tverrprofilobjektet"

Figur A6 Vegbredder for riks og fylkesveger i området Alvdal – Tynset i Hedmark, data fra NVDB123

Data som er hentet fra NVDB, er ofte basert på en måling av bredder per 500 meter veg. Ved planlegging av forsterkningsarbeider vil dette i mange tilfeller ikke være detaljert nok, og egne breddemålinger må da gjennomføres.

### A 3.1.11 Vegens tverrprofil, tverrfall

Med vegens tverrprofil menes både en gjennomgang av tverrfallet på vegen slik dette registreres i ViaPPS og presenteres i PMS 2010, og en mer detaljert vurdering av tverrprofilen i ViaPPS Desktop eller tilsvarende programmer.

Å sikre et tilfredsstillende tverrfall for vegen, fortrinnsvis vurdert sammen med fallforholdene i vegens lengderetning, er alltid en viktig oppgave ved alle forsterkningsarbeider.



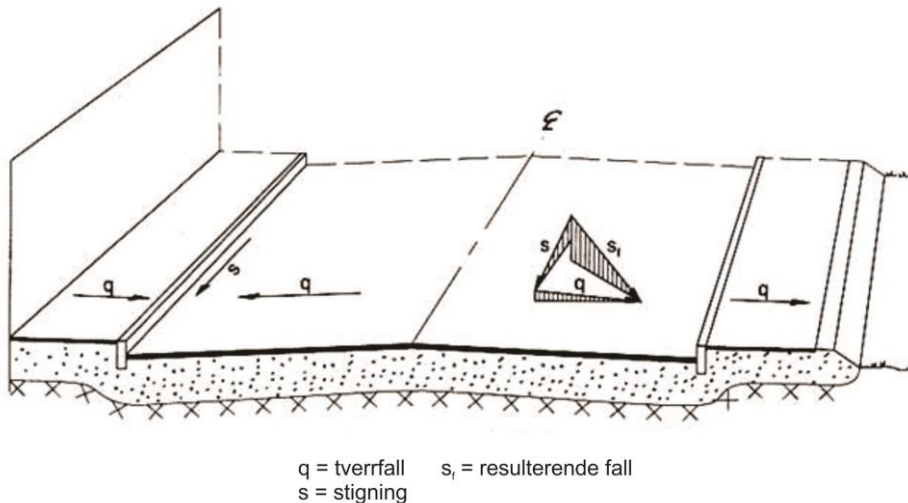
Håndbok N100 kapittel D har krav til minimums- og maksimumsverdier for resulterende fall ved utbedring av eksisterende veger. For alle veger uansett dimensjoneringsklasse er det krav om minimum 2 % resulterende fall. For utbedring av nasjonale hovedveger er det ved  $\text{ÅDT} \geq 1500$  maksimalt tillatt 10 % resulterende fall, for andre veger maksimalt 11,3 % resulterende fall.

Resulterende fall er resultatanten av lengde- og tverrfall (overhøyde) og beregnes ved hjelp av uttrykket nedenfor.

$$s_r = \sqrt{q^2 + s^2}$$

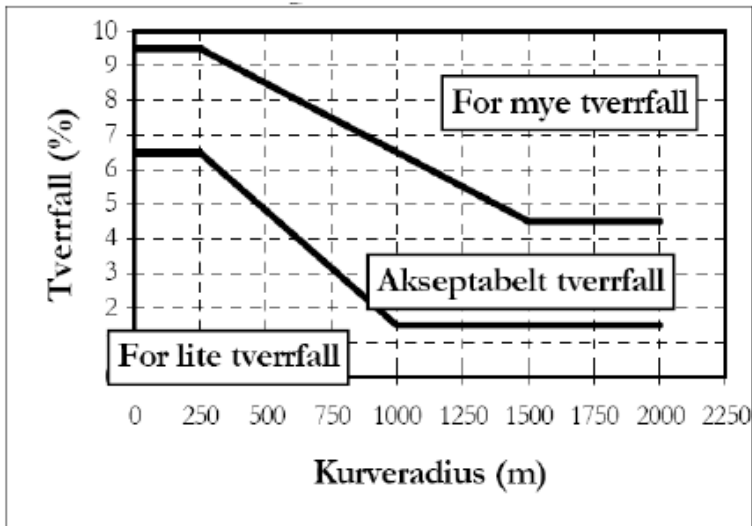
hvor  $s_r$  = resulterende fall  
 $q$  = tverrfall (overhøyde)  
 $s$  = lengdefall/stigning

Resulterende fall er illustrert på figur A7 nedenfor.



Figur A7 (Illustrasjon av resulterende fall)

Vedlikeholdsstandarden, Håndbok R610, presiserer at tverrfallet skal være tilstrekkelig for bortledning av vann.



Figur A8 Krav til tverrfall, Håndbok R610

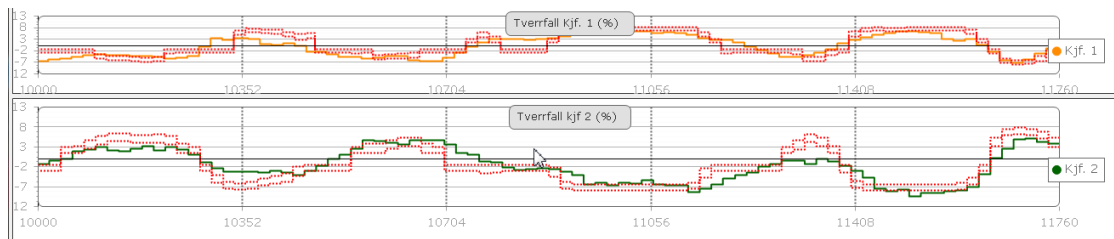
Tverrfall i henhold til krav i figur A8 skal etableres for kjørefelt ved utførelse av dekkevedlikeholdstiltak utløst av andre tilstandsparametre.

Det vil normalt ikke være noen konflikt mellom kravene til resulterende fall ved utbedring av veg, slik dette er angitt i Håndbok N100, og kravene til tverrfall i Håndbok R610. Kravene dekker forskjellige forhold med hensyn til vannavrenning og trafiksikkerhet, og begge kravene bør være oppfylt ved forsterkning av veg.

Tverrfall er viktig i forhold til flere situasjoner.

- Horisontal veg med lite tverrfall gir dårlig vannavrenning med risiko for vannplaning om sommeren og isdannelse om vinteren. Opphvirvlet vann, spesielt fra hjulene til tunge kjøretøy er et trafiksikkerhetsproblem både på veger med to eller flere kjørefelt. På eldre vegdekker med en porøs overflate kan vann forårsake en akselerert forvitring og nedbrytning av vegdekket, og på den måten gi en forkortelse av dekkelevetiden.
- Kurver med feil tverrfall gir alvorlig risiko for utforkjøringsulykker. Denne problemstillingen inkluderer også feil i oppbygging av tverrfall i overgangen fra rettstrekning til kurve.
- Brå endringer i tverrfall er også en risikofaktor i forhold til trafiksikkerhet. I en del tilfeller kan dette tilbakeføres til setninger eller andre forhold som gir svanker i vegdekket.

PMS2010 inneholder en god presentasjon av registrert tverrfall sammenliknet med vedlikeholdsstandardens krav. Et eksempel fra Fv 202 i Hedmark er vist i figur A9 nedenfor. De røde kurvene viser kravene til tverrfall i henhold til håndbok R610, se figur A8.



Figur A9 Krav og registrert tverrfall for en PMS-parsell på Fv 202, HP 2 i Hedmark

Presentasjonen i PMS2010 har ingen kobling til stigning/fall i vegens lengderetning og kan derfor heller ikke si noe om resulterende fall. Reglene sier heller ikke noe om krav til tverrfallsoppbygning, slik det er betydelig fokus på ved prosjektering av ny veg. Det tredje forholdet er at krav til tverrfall beregnes ut fra målebilens kjøremønster som ikke alltid samsvarer med vegens kurvatur.

### A 3.1.12 Ujevnt telehiv

NVDB inneholder en del registreringer av ujevnt telehiv. Opplysningene i NVDB om ujevnt telehiv er variabelt og mange av registreringene er antagelig av eldre dato. I tillegg er det minimalt av informasjon om hvor alvorlig det ujevne telehivet er, og bare unntaksvis om det er stikkrenner uten utkiling eller forskjeller i grunnen som er årsaken til ujevnt telehiv. Man vil som regel få bedre opplysninger om ujevnt telehiv på de aktuelle vegstrekninger ved å ta direkte kontakt med lokalkjente personer, f.eks. driftskontraktens byggeledere.



Figur A10 Punkter med registrert ujevnt telehiv, Fv 249 i Oppland

Det har vært gjennomført noen forsøk med å kartlegge ujevnt telehiv ved hjelp av ViaPPS. Dette arbeidet er ikke kommet så langt at resultatene er anvendbare i praksis. Inntil videre må informasjon fra lokalkjente personer ansees som mer pålitelige.

## A 3.2 Fremskaffelse av nye data, ny informasjon

Selv om NVDB inneholder en rekke forskjellige data som er viktige ved planlegging og dimensjonering av forsterkningstiltak, vil det alltid være behov for fremskaffelse av nye data, dels fordi slik informasjon ikke finnes i NVDB og dels for å være sikker på at foreliggende informasjon er oppdatert.

### A 3.2.1 Befaring

Befaring av strekningen som skal forsterkes er kanskje den viktigste delen av forarbeidene ved alle forsterkningstiltak. Dette omfatter både en vurdering av vegens dreneringssituasjon og en kartlegging av dekkeskader med en vurdering av sannsynlige skadeårsaker.

#### Drenering

Befaring for å klarlegge vegens dreneringssituasjon omfatter åpen og lukket drenering, grøfter for overvann (inklusive terrenggrøfter og bortledningsgrøfter), kummer og stikkrenner. I mange tilfeller har Statens vegvesen egne programmer for utbedring av vegens drenering, andre ganger er dette en viktig del av den generelle forsterkning av vegoverbygningen.

Ved kartlegging av vegens dreneringssituasjon er det aktuelt både å vurdere grøftenes tilstand i forhold til grøfterens og behovet for utbedringer av selve grøfteprofilen. Rensking av vegens sidegrøfter er normalt en del av driftskontraktene for riks- og fylkesvegene og er derfor ikke en del av forsterkningstiltaket, men det er viktig at denne type tiltak i størst mulig grad koordineres med forsterkningstiltak. Utbedring av grøfter og etablering av grøfter hvor grøft mangler, er som regel en del av forsterkningstiltaket. Fjerning av torvkanter er også en oppgave som omfattes av driftskontraktene, med behov for en koordinering med forsterkningstiltak.

Dersom åpne, dype sidegrøfter er vanskelig eller uønsket på grunn av vegens omgivelser, trafiksikkerhet eller av andre årsaker, kan etablering av lukket drenering være en viktig del av vegens forsterkning. Det samme gjelder lokale utbedringer på strekninger hvor grøft mangler, inklusive fjerning av fremstikkende fjell slik at tilfredsstillende vannavløp og grøfterens blir mulig.



Figur A11 To eksempler på veger hvor tilfredsstillende håndtering av overvannet er en utfordring.

Dersom vegholder har et eget program for utbedring av drenering og overvannshåndteringen på vegnettet, bør disse arbeidene samordnes med programmet for forsterkning av veg. Forsterkning av en veg bør alltid inkludere en vurdering og evt. utbedring av dreneringen og overvannshåndteringen langs vegen.

Dersom det på vegstrekningen er lukket drenering, må befaringen omfatte følgende punkter:

- Innhenting av erfaringsdata fra driftskontraktene hva angår problemer med tette drensledninger, unormalt hyppige behov for slamtømming av sandfang etc. Se også pkt 3.2.2 nedenfor.
- Inspeksjon av kummer inkl. inn- og utløp for å vurdere kummenes funksjonelle tilstand og utbedringsbehov.
- En vurdering av overvannskrøftenes utforming og tilstand. Dette omfatter både grøftenes tverrsnittsutførelse og tilfredsstillende fall i grøftens lengderetning slik at det ikke er vanddammer i grøften etter regnvær.
- En vurdering av overvannskrøftenes kapasitet i forhold til dimensjonerende vannmengder og behovet for bortledning av overvann.
- En vurdering av skjæringsskråningenes stabilitet og risiko for utglidninger og erosjon.
- Vurdering av risiko for iskjøving og steinnedfall.

På veger med lukket drenering skal bunnen av sidegrøftene være minst 0,40 m under vegkant og grøftebunnen skal ha en horisontal bredde på 0,50 m. Grøfteskråningene skal være stabile og minst mulig utsatt for erosjon. Dersom det er aktuelt å utføre tiltak i grøft eller grøfteskråninger, må man legge særlig vekt på å sikre skråningene etter tiltaket mot utglidning og erosjon. Skråningenes helning og utforming forøvrig skal også etter forsterkning være i samsvar med kravene i håndbok N101 rekkverksnormalen.

På strekninger uten lukket drenering utgår noen av oppgavene som er listet opp ovenfor. Til gjengjeld er kravene til grøftedybde under vegkant vesentlig større. Etter grøfterensking skal grøftedybden være minst 0,35 m under underkant av forsterkningslaget. Ved

forsterkningsarbeider har man den fordel at overbygningens tykkelse er kjent. I en del driftskontrakter hvor overbygningens tykkelse ofte er ukjent, er det beskrevet grøfterens ned til en dybde 0,60 m under vegkant.

På vegger med dype, åpne sidegrøfter må man sikre at utformingen av sideskrånninger o.l. er utformet slik at kravene til trafiksikkerhet er ivaretatt. Grøftene skal også her være slik at vannet i å renne fritt.

### Dekkeskader

Kartlegging av dekkeskader kan baseres på reglene og opplegget i Håndbok V261 Skadekatalogen. Når kartleggingen skal inngå i grunnlaget for forsterkningsarbeider, er det viktig at man så langt det er mulig, klarlegger sannsynlige årsaker til de skader som har oppstått. Dersom årsaksforholdene ikke er tydelige, må man vurdere hvilke tilleggsundersøkelser som er nødvendige for å få dette klarlagt.

Ved registrering av dekkeskader er det viktig å klarlegge både utbredelse og alvorlighetsgrad. Av de skadetyper som er omtalt i Skadekatalogen, er det ikke alle som er like viktige når man skal bruke resultatene som grunnlag for å vurdere forsterkningstiltak på en veg. Det er først og fremst skader i hovedgruppene sprekker, krakelering og ujevnheter som bør registreres nøye. Overflateskader og slag hull skyldes ofte andre forhold enn manglende bæreevne, men kan være viktig for valg av forsterkningstiltak. Slag hull som skyldes kombinasjon av tynt dekke og dårlig/mangelfull klebing mellom lagene, kan være en indikasjon på risiko for glidninger mellom lagene også på steder hvor slag hull ennå ikke har oppstått. Slag hull kan også oppstå som en følge av svært alvorlig krakelering.

Ved kartlegging av dekkeskader ligger det en særlig utfordring i å vurdere hvilke skader som kom først og hvilke som er en følge av de første skadene. Dette kan være til stor hjelp når utbedringstiltak skal bestemmes. Forholdet kan belyses ved følgende eksempel:

Når et vegdekke både har betydelige spor og er krakelert, kan problemet være at man har sprekker i asfaltlagene slik at vann lett kom ned i de granulære lagene under asfalten, noe som fører til redusert bæreevne for dette materialet. Krakeleringen er da en medvirkende årsak til sporutviklingen.

Det kan også hende at bæreevnen i vegfundamentet er så dårlig at de elastiske og/eller plastiske deformasjoner er store. Når dette problemet er alvorlig nok, blir tøyningene i asfaltlagene så store at sprekker og krakelering oppstår. Krakeleringen er da resultatet av egenskapene til materialene under asfalten.

Ved vurdering av de fleste typer dekkeskader må vegdekkets alder inngå i vurderingsgrunnlaget. Sprekker og krakelering i et dekke som er 20 – 25 år gammelt, er som regel mindre alvorlig enn sprekker og krakelering i et dekke som er noen få år gammelt. Dette betyr også at et "nylagt" dekke kan gi et feilaktig inntrykk av vegens bæreevne ved at det tar noen år før refleksjonssprekkene fra underliggende gammel asfalt kommer til overflaten til det nye dekket. Et vegdekke bør minst være 3 – 4 år gammelt for at man skal få

et noenlunde pålitelig bilde av de skader som bør inngå i grunnlaget for planlegging av forsterkningstiltak. Hvis vegdekkene er lagt seinere, bør man legge mer vekt på kontakt med lokalkjente personer. Tidligere års vegbilder i ViaPhoto e.l. kan også være en viktig del av grunnlaget.

### **A 3.2.2      Kontakt med lokalkjente personer**

I den grad det er praktisk gjennomførbart, er det ønskelig at både vegvesenets byggeledere og representanter fra entreprenøren som har driftskontrakten i området, deltar på deler av den befarings som er omtalt ovenfor. Gjennom kontakt med lokalkjente personer kan det innhentes viktig informasjon som bør inngå i grunnlaget for planlegging av forsterkningstiltak.

Ofte vil tilgjengelig informasjon ikke alltid foreligge så detaljert som man kunne ønske med tanke på utbedring av lokale problempunkter, men det er like fullt viktig å få vurdert og systematisert informasjonen fra de som lever med konsekvensene av uheldig utforming av vegene. Dette kan f.eks. omfatte:

- Punkter med ujevnt telehiv, på tvers og på langs av vegen
- Steder med iskjøving med risiko for issvuller ut i vegbanen
- Steder med risiko for vanddammer ved mye nedbør
- Utførte og kommende grøfterensking
- Mangler og feil ved stikkrenner, åpne grøfter og lukket drenering
- Steder med lappetiltak ved sprekker i vegbanen
- Andre utbedringsbehov

### **A 3.2.3      Oppgraving**

God kunnskap om materialene og lagtykkelser i overbygningen og egenskapene til materialene under planum er svært viktig for riktig planlegging av forsterkningstiltak. I de fleste tilfeller vil dette kreve oppgravingsdata, ofte i en kombinasjon av tidligere oppgravingsresultater som er lagret i NVDB, i kombinasjon med nye oppgravingsdata som er fremskaffet som en del av planleggingen av forsterkningstiltaket.

Uttak av prøver og analyser av materialer fra overbygningen og i grunnen er relativt tidkrevende og kostbart. Av den grunn er det viktig at oppgravingene planlegges nøye. Man må da ta hensyn til en rekke forhold slik at man får mest mulig kunnskap om vegens oppbygning ved hjelp av et begrenset antall prøver. De viktigste forholdene er listet opp nedenfor.

- Tidligere uttatte prøver hvor resultatene f.eks. er lagret i NVDB
- Variasjoner i resultatene fra falloddsmålinger
- Variasjoner i omfang og type dekkeskader
- Variasjoner i grunnforhold slik det fremkommer på løsmassekart fra NGU
- Resultater fra georadarmålinger

Steder for supplerende oppgravinger for analyser og fastlegging av lagtykkelser og materialeegenskaper må vurderes i forhold til tidligere oppgravingsresultater i NVDB. Dersom oppgravingsdataene fra NVDB mangler informasjon i forhold til behovet, kan det være nødvendig å ta nye oppgravingsprøver på disse stedene.

Hvor kvartærgeologiske kart fra NGU er tilgjengelige<sup>1</sup>, bør disse brukes ved planlegging av nye oppgravinger. Oppgravingsprøvene kan i den forbindelse være til vesentlig hjelp med hensyn til å fastlegge skillene mellom de forskjellige materialer i grunnen. En presentasjon av løsmassekart fra NGU og steder med oppgravingsdata i NVDB er vist i figur A12 nedenfor.

Oppgravingsprøver er også aktuelt for å kunne finne årsaker til dekkeskader og problemområder. Av den grunn bør resultatene av skadekartleggingen være klare før man bestemmer behovet for oppgravingsprøver. I de tilfeller hvor de aktuelle forsterkningstiltakene inkluderer utbedring av kantskader og/eller breddeutvidelse, er det aktuelt å klarlegge eventuelle forskjeller i lagtykkelser og materialer over tverrprofilen. Man bør da variere prøvetakingsstedene slik at hele tverrprofilen er dekket, evt. at slike variasjoner er klarlagt ved hjelp av georadar.

Med de tillegninger som følger av det som er omtalt ovenfor, vil det normalt være behov for oppgravingsprøver i minst 3 til 4 punkter per km veg på de svakeste deler av vegen.

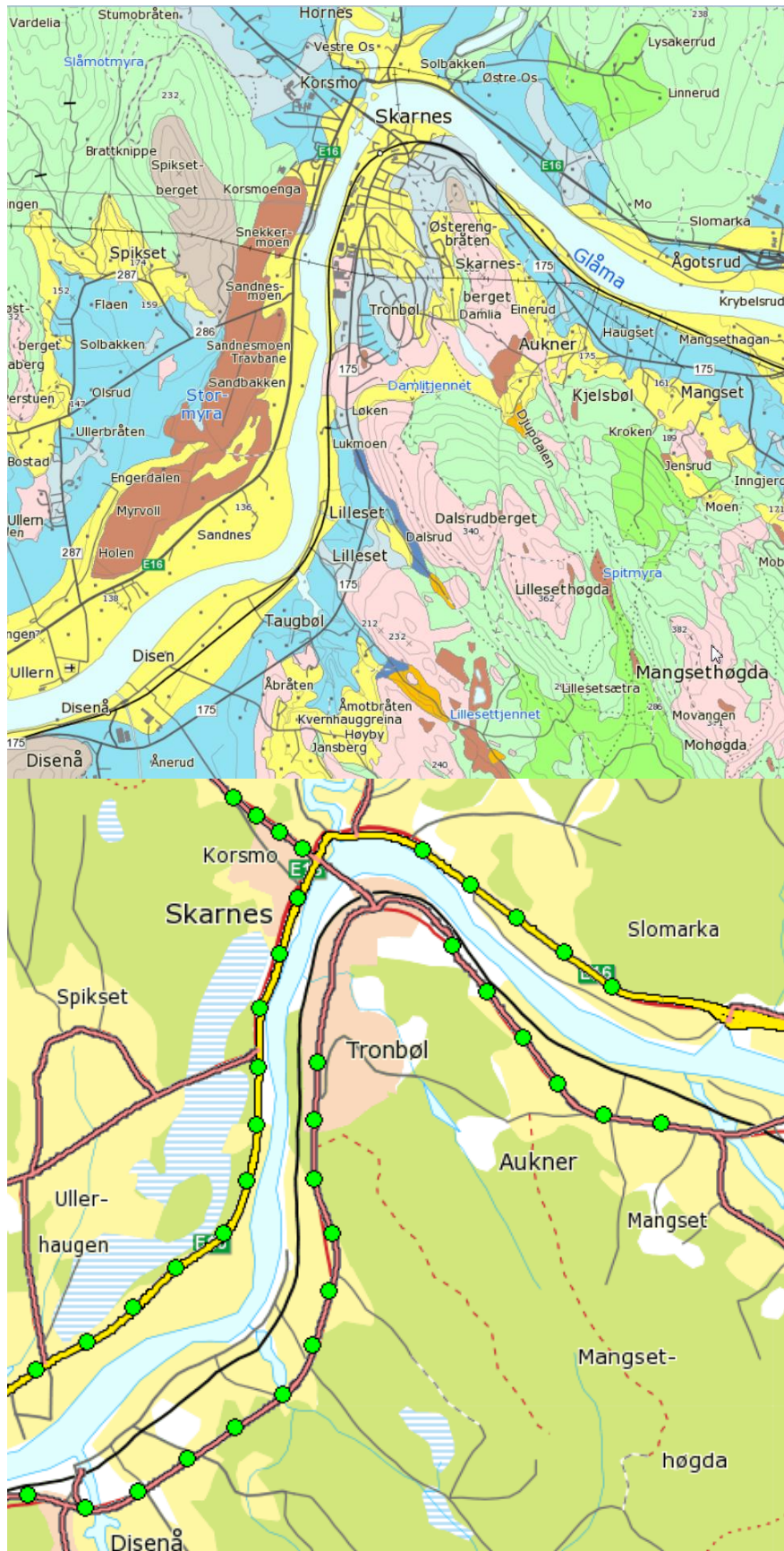
Prøvetaking i veg er beskrevet i Håndbok R211 "Feltundersøkelser" metode 15.431 og 15.432. Også deler av Geoteknisk felthåndbok, Håndbok V222 er relevant for prøvetaking av materialer fra granulære lag i vegoverbygningen og i grunnen.

I praksis vil man normalt ha valget mellom prøvetaking ved hjelp av traktorgraver e.l. eller ved hjelp av skovlboring. Bruk av traktorgraver i veg med fast dekke innebærer fjerning av et større areal av asfaltdekket, med tilsvarende areal å istandsette etter prøvetaking. Ved uttak av prøver ved hjelp av skovlbor vil man normalt bruke kjerneboring som i Norge sjelden er større enn 200 mm i diameter, for å komme gjennom asfaltlagene. Dette begrenser størrelsen til skovlboret som brukes til prøvetaking av de granulære materialene under asfaltlagene. Dette kan fungere fint for sand eller mer finkornige masser, men kan gjøre det vanskelig å ta ut representative prøver dersom massene er av grov pukk eller kult.

---

<sup>1</sup> <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>





Figur A12 Løsmassekart fra NGU og steder med oppgravingsprøver registrert i NVDB, Skarnes i Hedmark

Trafikverkets publikasjon "Förstärkningsåtgärder", ref. 5, beskriver prøvetaking med 350 mm kjerneboring og større skovlbor. Tilsvarende utstyr er i skrivende stund ikke i bruk i Norge.

Bestemmelsen av tykkelsen på de forskjellige lagene inngår alltid ved oppgravinger. I mange tilfeller får man de mest pålitelige lagtykkelsene ved måling på veggen i oppgravingshullet. Dersom høy grunnvannstand innebærer at man kan se fritt vann i bunnen av prøvetakingshullet, er også dette en viktig informasjon som skal registreres.

Hvilke analyser som ut over dette bør utføres, avhenger av materialene. For bituminøse materialer kan dette enkelt oppsummeres som følgende:

- Når asfaltkjernen består av flere lag, må heften mellom lagene vurderes. Det finnes flere laboratoriemetoder til å bestemme styrken kvantitativt<sup>2</sup>, men i Norge har man så langt ansett det som tilstrekkelig med en enkel visuell vurdering.
- Består den uttatte prøven av en fast borkjerne, eller har prøven sprekker av betydning, evt. er det lett å få ut løse steiner fra kjernen? Vurderingene over brukes til å anslå materialets lastfordelingsegenskaper.
- Dersom fjerning og gjenbruk av gammel asfalt er en sannsynlig del av forsterkningstiltaket, må man vurdere behovet for å analysere de uttatte prøver med hensyn på både bindemiddelinhold og steinmaterialets korngradering.

For granulære materialer vil følgende data normalt være et minimum av informasjon.

- Kornfordeling, inklusive bestemmelse av materialets vannømfindtlighet, dvs. andelen under 0,063 mm regnet i forhold til materialet mindre enn 22,4 mm.
- Materialets telefarlighet, dvs. andelen materiale mindre enn 0,020 mm regnet i forhold til materialet mindre enn 22,4 mm. Ofte brukes bestemmelsen av materialets vannømfindtlighet som en indikator for telefarligheten, men en slik kobling må anses å være upålitelig.
- Humusinnholdet er viktig for materialets vannfølsomhet og test for dette bør inngå i analysene dersom det er mistanke om humus i materialet.
- En vurdering av kornform og kornenes kantethet. Normalt vil det være tilstrekkelig med en enkel klassifisering med hensyn til andelen knuste partikler, evt. om materialet består av knust berg.
- En vurdering av evt. andel av svake korn i materialet. En slik klassifisering inngår ikke i CEN-kravene til nye materialer, men kan være viktig når man skal vurdere eksisterende veg. Analyser av materialene med hensyn på Los Angeles-verdi, Micro Deval-verdi etc. krever store prøver og er derfor begrenset til de situasjoner hvor slike data er spesielt viktig.

For kohesjonsjordarter vil det i tillegg til kornfordeling normalt være aktuelt å bestemme materialets vanninnhold og konsistensgrenser. I noen tilfeller er det også viktig å bestemme

---

<sup>2</sup> Forslag til CEN-standard prEN 12697-48, Bituminous mixtures — Test methods for hot mix asphalt — Part 48: Interlayer Bonding

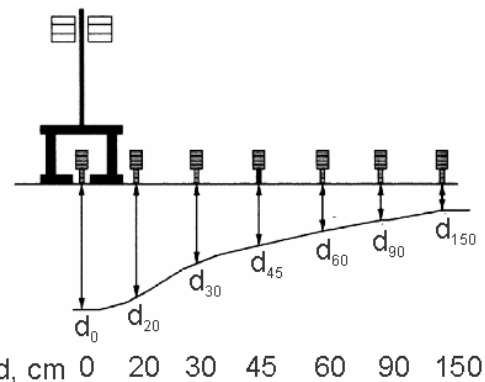
materialets udrenerte skjærfasthet. Slike analyser krever imidlertid feltmålinger eller prøvetaking som er forskjellig fra det som er vanlig for oppgravingsprøver.

### A 3.2.4 Falloddsmålinger

Figur A13 viser et bilde av en falloddsmåler av den type som benyttes mest i Norge, samt en prinsippsskisse for registrering av kraft og nedbøyninger. I prinsippet består målingen av at en plate med gitt diameter senkes ned på vegoverflaten. Påkjennningene på dekkeoverflaten foregår ved at et lodd heves og slippes ned på platen. Mellom platen som loddet treffer, og platen på vegoverflaten er det et fjæringssystem som sørger for at belastningene på vegdekket foregår over noen millisekunder. Kraften på platen registreres av en lastcelle. På vegdekket, i lastsenteret og i forskjellig avstand fra dette er det geofoner som registrerer nedbøyningen (nedbøyningsbassenget).

Internasjonalt finnes det flere typer falloddsålere (FWD, falling weight deflectometer). Både loddets tyngde og hvor høyt det løftes før det slippes ned kan variere, på noen utstyr kan man også variere platens størrelse. I tillegg er det forskjellige former for fjæring og masse mellom øvre og nedre plate slik at belastningsforløpet på vegdekket kan variere. I Norge benyttes som regel fallodd med 300 mm plate, med lodd og fallhøyde slik at maksimal belastning på platen er i størrelsesorden 50 kN.

Nedbøyningsmålinger med fallodd er beskrevet i Håndbok R211 under Metode 15.412.



Figur A13 Falloddsmåler og prinsippsskisse for måling av nedbøyningsbasseng

En måling består av at loddet heves og slippes ned på platen 2 – 3 ganger per målepunkt. Første måling ansees som en tilpasning av platen til vegdekkets overflate, det er resultatene fra andre eller tredje måling som lagres og brukes videre. Flere land har krav om fire målinger per målepunkt, og det er resultatene fra siste slag som registreres.

Vanlig praksis i Norge er å foreta falloddsmålinger med 50 meters avstand i hvert kjørefelt, med 25 meters forskyvning mellom målepunktene i de to kjørefeltene.

Målt kraft og nedbøyninger gir et godt bilde av vegoverbygningens stivhet og evne til å tåle trafikkbelastninger. Små nedbøyninger indikerer at lagene i overbygningen har god lastfordelende evne slik at påkjenningene på materialene i grunnen ikke er for store i forhold til hva de tåler. Små nedbøyninger indikerer også at tøyningene i asfaltlagene er små slik at risikoen for oppsprekking på grunn av utmatting er liten.

I tillegg til de totale nedbøyninger gir nedbøyningsbassengets form en informasjon om hvor i vegoverbygningen man har de største svakheter. Dersom nedbøyningsbassenget har en flat kurve og stor bredde, har man normalt en vegoverbygning hvor den øverste delen er relativ stiv, mens materialene i grunnen er myke. Dersom nedbøyningene gir et basseng med krappe kurver, forventer man at finner de de svakeste materialene øverst i forsterkningslaget eller i bærelaget. Kombinasjonen av nedbøyningsbassengets form og asfalttykkelsen kan også brukes til å beregne tøyningene i underkant av asfaltlagene og dermed risikoen for krakelering på grunn av utmatting av asfaltmaterialene.

Resultatene av nedbøyningsmålinger med fallodd avhenger av asfaltens stivhet slik at målinger en varm sommerdag kan gi større nedbøyninger enn målinger i kaldt vær. Det er derfor en fast regel at målingene inkluderer registrering av asfalttemperaturen og dekketemperaturen. Håndbok R211 angir ingen spesielle regler for måling av dekketemperaturen. Behovet for presise estimat av asfalttemperaturen for omregning av materialeegenskapene til en fast referansetemperatur vil naturlig nok avhenge av hvilke beregninger som skal gjennomføres.

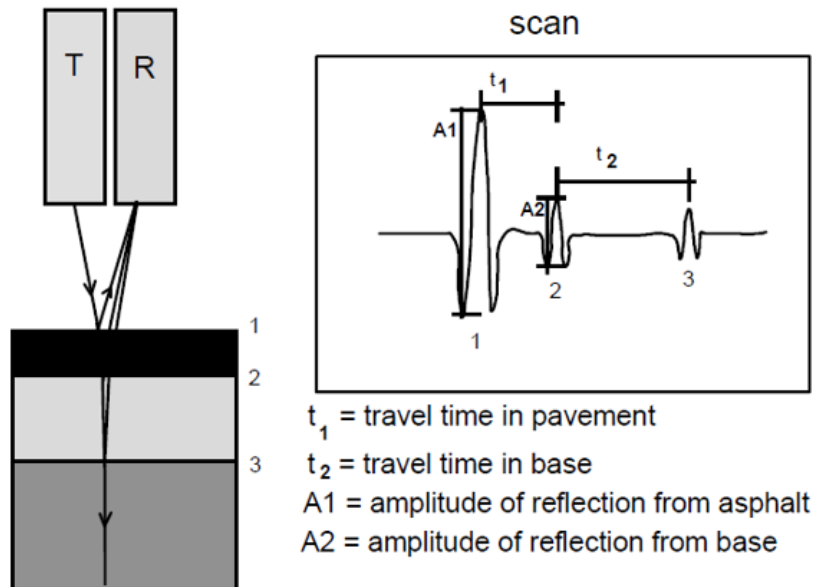
Det er ikke bare asfalttemperaturen som er viktig for tolkning av nedbøyningsdataene. En vegoverbygning med telefarlig forsterkningslag kan ved måling om sommeren etter en lang periode med lite nedbør ha nedbøyningsdata som indikerer at vegoverbygningen har svært god bæreevne, bedre enn den er når materialene har et mer normalt vanninnhold. I forhold til teleløsningsperioden som er den kritiske med hensyn til vegens bæreevne, kan forskjellen være svært stor. En god tolkning av nedbøyningsresultatene krever derfor at man kombinerer selve nedbøyningsdataene med informasjon om materialene i grunnen og i overbygningen, evt. også temperatur og nedbørsforhold ved og i tiden før målingene ble utført.

Nedbøyningsmålinger med fallodd og en del eksempler på bruk av resultatene fra nedbøyningsmålinger er nærmere omtalt i Vedlegg 2.

### **A 3.2.5 Georadar**

Georadar er utstyr som kan kartlegge lagdelingen i en vegkonstruksjon og/eller i grunnen ved hjelp av elektromagnetiske bølger på UHF og VHF frekvenser. Georadaren måler tiden det tar fra en puls er sendt ut til den kommer tilbake igjen etter å ha vært reflektert fra ulike overflater med forskjellige egenskaper. Utbredelsen av disse bølgene avhenger av materialenes dielektrisitetsverdi (øker med vanninnhold) og elektriske ledningsevne (øker med ioneinnhold). Den dielektriske verdien til et materiale er en indikasjon på dets lagringskapasitet av ladninger i et elektrisk felt.

## Horn Antenna Pair



Figur A14 Prinsipp virkemåte for georadarmålinger

Materiale	Dielektrisk verdi, K
Luft	1
Destillert vann	80
Ferskvann	80
Is	3 - 4
Tørr sand	3 - 5
Vannmettet sand	20 - 30
Silt	5 - 30

Figur A15 Dielektrisk verdi for ulike materialer

I forbindelse med forsterkning av veg vil data fra georadar kunne gi informasjon om lagtykkelser og til en viss grad hvilke type materialer lagene består av og deres kvalitet basert på dielektrisk verdi. Videre vil en kunne finne bla. grunnvannsnivå, frostdybde, stikkrenner, rør og kabler og bergoverflate og dybde av myr (med visse begrensinger i dybdevirkning).

Frekvenser og oppsett av utstyret må tilpasses målet med den aktuelle jobben. Normalt vil en ved undersøkelser av eksisterende veg benytte en høyfrekvent luftkoblet antenne (1–2 GHz) som gir god oppløsning i de øvre lag og en lavfrekvent jord-koblet antenne (200–400 MHz) som gir god dybdenedtrengning i undergrunnen, da med lavere oppløsning. Oppløsningen avhenger av frekvens og dielektrisk verdi på materialet. Ved dielektrisk verdi på 7 og en 1000 MHz antenne vil horisontal oppløsning være på ca. 3 cm og vertikal

opløsning ca. 7 cm. Høyeste oppløsning man kan oppnå med luftkoblet antenne er i praksis 2–3 cm.

Det er greit å være klar over begrensningene, slik som oppløsning ved tynne lag og begrenset nedtrengningsdybde i våte/tett lag slik som myr og leire. Hvis det er små forskjeller i egenskaper mellom de ulike materialene i vegoverbygning og/eller undergrunn kan også refleksjonene bli svake og utydelig, ettersom det er endring i materialegenskaper som måles.



Jordkoblet

Luftkoblet

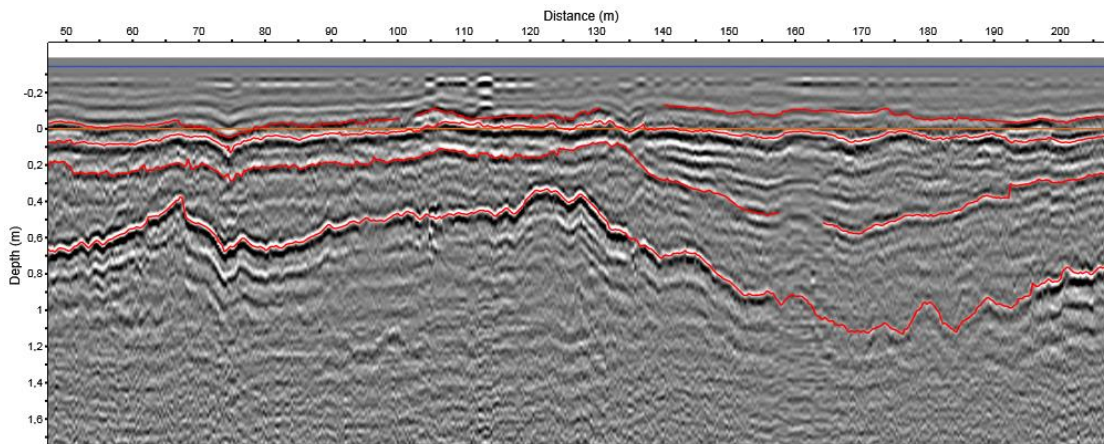
Figur A16 Georadarantenner

Antenna	Central frequency (MHz)	Depth penetration (m)	Resolution (mm)	Applications
<b>Ground coupled antennas</b>				
1 High Frequency	900–2500	0,4–1,0	40–65	Pavement, base course, sub base, steel net
2 Medium frequency	400–600	1,5–4,0	80–150	Base, course, sub base, overall thickness of structure layers, low embankments, subgrade soil < 3 m
3 Low frequency	50–200	3–30	250–500	Overall structure thickness, embankment, subgrade soil < 20 m (excl. clay and silt)
<b>Air coupled antennas</b>				
1 High Frequency	2000–2500	0,4–0,6	15–25	Gravel road wearing course, pavement, steel net, base course, subbase.
2 Medium frequency	900–1200	0,5–1,0	35–50	Pavement, base course, sub base, steel net.
3 Low frequency	400–600	1,0–3,0	60–100	Base course, sub base, overall structure thickness, subgrade soil < 3 m

*Figur A17 Oversikt over ulike antenner, frekvenser og bruksområder. (Ref. 12)*

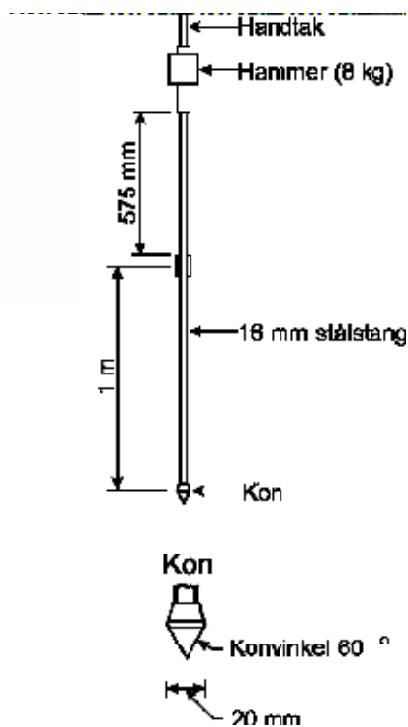
Tolking av georadardata krever erfaring og trening og bør overlates til erfarent personell. Lokalkunnskap om vegens historie og oppbygning er viktige input til tolkingene. Det vil også være behov for et begrenset antall oppgravingsprøver for kalibrering av målingene.

Georadar vil være et meget godt supplement og input til en integrert analyse der andre typer data slik som data fra fallodd, spor og jevnhet, laserscanning og video/bilder tas i bruk. Ved for eksempel å studere tverrprofiler fra georadarmålinger kan en danne seg et inntrykk av om spordeformasjoner skyldes deformasjoner i bærelag eller i grunnen, noe som har stor betydning for valg av tiltak. Data kan også brukes til kvalitetskontroll av ferdigbygd veg.



Figur A18 Resultater fra georadarmålinger, E6 Tonstad – Klett i Sør-Trøndelag (Ref. 13)

### A 3.2.6 Dynamic Cone Penetrometer



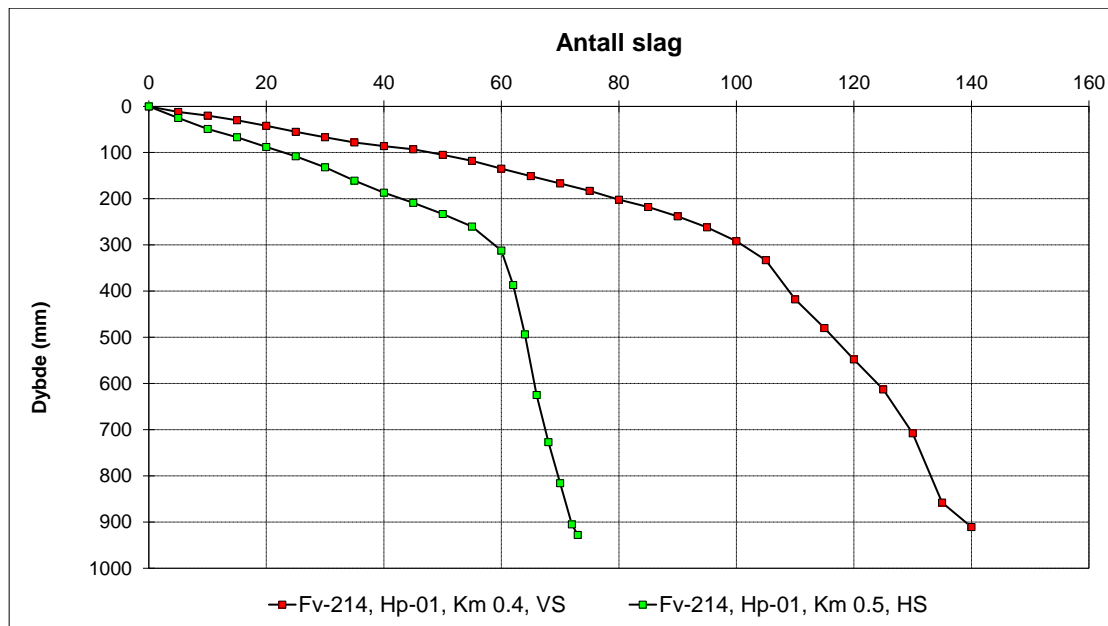
For å fastlegge lagdeling og materialstyrke i forbindelse med planlegging av forsterkningsarbeider, kan sondering med utstyret DCP (Dynamic Cone Penetration) benyttes. Dette er et håndholdt utstyr hvor en kon med bestemt form slås ned i vegen med et lodd som har en bestemt vekt og fallhøyde slik som vist i figur A19.

Sondering med DCP utføres etter at asfaltlagene er fjernet ved kjerneboring e.l.

Utstyret egner seg ikke i grove materialer pga. problemer som oppstår når sonderingen treffer store steiner. Det er viktig å være klar over at utstyret gir styrken på det tidspunktet sonderingene gjennomføres og sjelden vil man treffe det tidspunktet hvor styrken er som lavest

Figur A19 Utstyr for CDP-måling

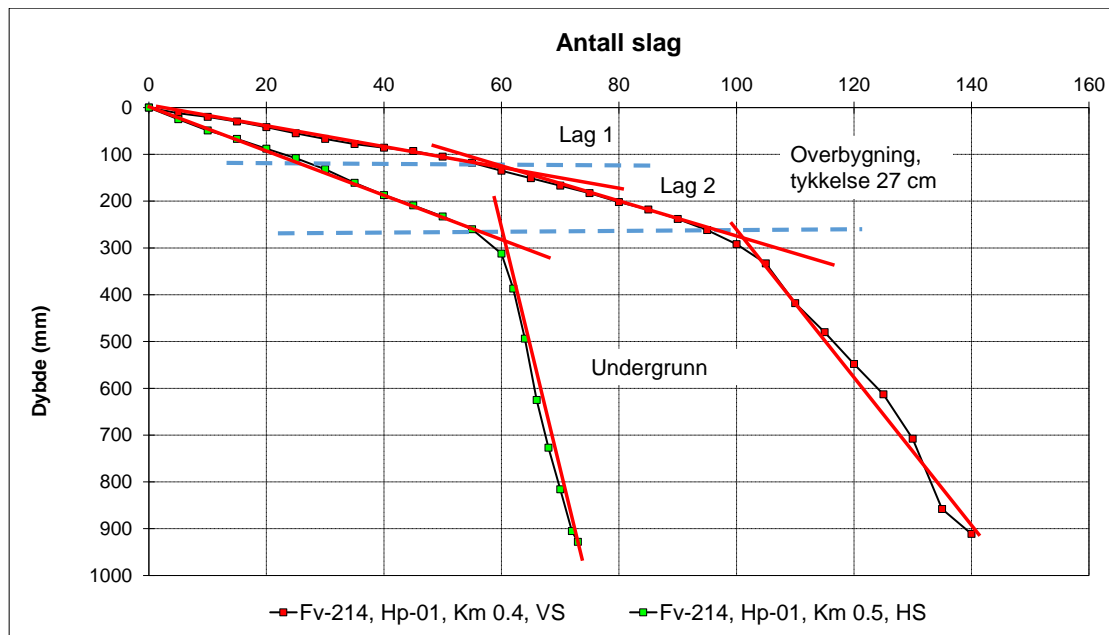




Figur A20 Resultater fra til DCP-målinger

Figur A20 viser to sonderinger for en fylkesveg hvor antall slag er plottet som en funksjon av dybden. Styrken er en funksjon av helningen på grafene. En slak helning indikerer liten synk pr. slag og dermed et fast materiale og motsatt dersom helningen er bratt.

Figur A21 viser hvordan disse dataene kan tolkes. Hvert lag har sin styrke og dermed tilnærmet lik synk pr. slag. De deler av kurven som representerer en rett linje utgjør derfor et lag. Som vist i figur A21 har vi et lag like under asfalten (lag 1) som er 11–12 cm tykt. Under dette er lag 2 hvor helningen er litt brattere og som derfor er litt svakere enn lag 1. Ved 27 cm viser figuren en merkbar endring og det er tydelig at materialene er langt bløtere enn for de to lagene over. Dette er undergrunnen og DCP-sonderingene viser at tykkelsen for vegfundamentet kun er 27 cm under evt. asfaltlag.



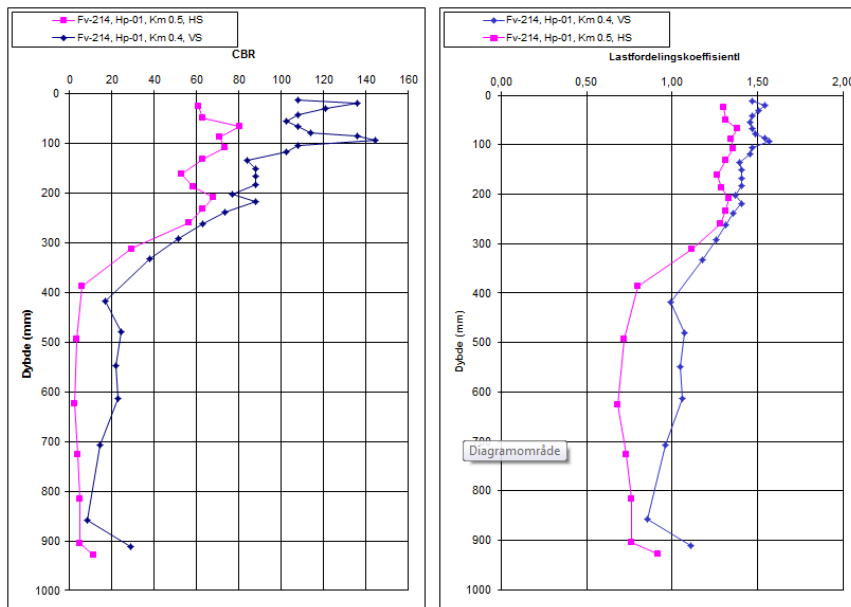
Figur A21 Tolkning av DCP-resultater

Helningen for grafene over kan angis som synk i mm pr. slag og er kalt DCP-verdi. Det er utviklet flere empiriske ligninger for sammenhengen mellom denne og styrkeparameteren CBR (California Bearing Ratio). CBR er en mye brukt parameter i andre dimensjoneringsystemer.

Følgende ligning beskriver denne sammenhengen:

$$\text{Log CBR} = A - B * \text{Log DCP}$$

Parameterne A og B er avhengig av materialet og for sandige og grusige materialer er verdier  $A=2,2$  og  $B=0,71$  ofte brukt.



Figur A22 DCP-resultater omregnet til CBR

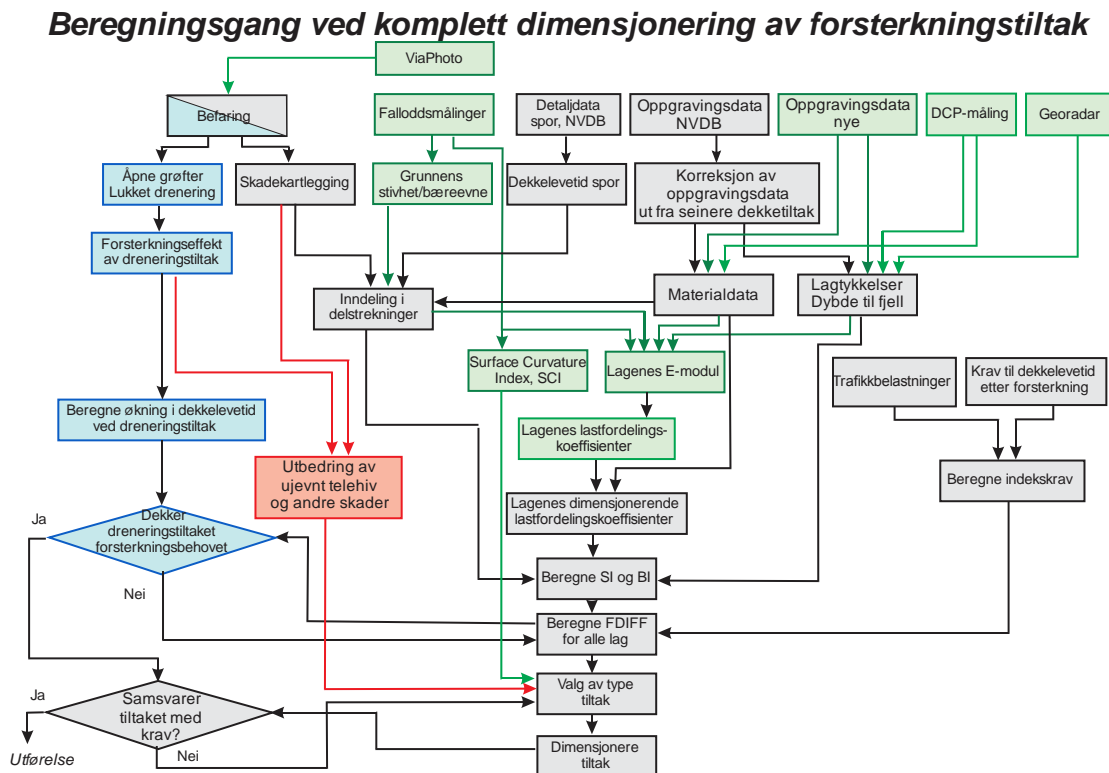
Det er også en sammenheng mellom CBR-verdi og lastfordelingskoeffisienten  $a$ , men man må være oppmerksom på at verdiene gjelder på det tidspunktet som sonderingene gjennomføres og dette er nødvendigvis ikke det tidspunktet som er kritisk mht. bæreevnen.

Figur A22 viser hvordan CBR-verdi og lastfordelingskoeffisient kan fremstilles for sonderingene vist i figur A20.

## A 4 Dimensjonering av forsterkningstiltak

Denne veiledningen har som mål å fungere som en støtte for de som arbeider med forsterkning av vegger, men den erstatter på ingen måte de ingeniørmessige vurderinger som er viktig for en vellykket gjennomføring. I dette inngår en vurdering av hvilke grunnlagsdata som er essensielle for et pålitelig valg og dimensjonering av forsterkningstiltak, og hvilke data som ikke er like viktige.

Figur A23 nedenfor viser beregningsgangen ved planlegging av forsterkningstiltak hvor kort dekkelevetid er utløsende faktor.



Figur A23 Beregningsgang ved dimensjonering av tradisjonell forsterkning

I figur A23 er alle forhold som gjelder vurdering av drenering og overvannssystemet angitt med blå farge. Alle oppgaver som i tillegg til drenering bør være med i en dimensjonering av tradisjonell forsterkning, er angitt med grått. Oppgaver som er viktige supplement for en pålitelig dimensjonering av forsterkningstiltak, men som ikke ansees som helt obligatoriske, er i figuren angitt med grønn farge. Lokale tiltak som utbedring av svanker, ujevnt telehiv o.l. er vist med rødlig farge.

#### A 4.1 Inndeling i delstrekninger

Inndeling i delstrekninger med ensartede forsterkningstiltak vil bestå av to hovedelementer. Det ene er å bestemme de lokale partier hvor det skal utføres spesielle utbedringstiltak på grunn av utglidninger, ujevnt telehiv o.l. Disse tiltakene bestemmes normalt ut fra skadekartleggingen ved befaringer.

Det andre elementet retter seg mot det generelle behov for forsterkning ut fra kort dekkelevetid og ønsket om å differensiere tiltakene slik at vegen får en mest mulig ensartet tilstandsutvikling etter forsterkning.

Denne inndeling baseres i hovedsak på følgende forhold:

- Variasjoner i beregnet dekkelevetid ut fra årlig økning i spordybde
- Vegens høyde i forhold til terrenget og terrengets topografi
- Avkjørsler og vegkryss, endringer i trafikkmønster o.l.
- Tilgjengelig informasjon om vegoverbygningen og materialene i grunnen
- Variasjoner i beregnet bæreevne basert på fallodsmålinger

- Praktisk inndeling ut fra aktuelle tiltak

Ved større forsterkningsprosjekter kan det være fordelaktig å vurdere en inndeling i delstrekninger i to trinn. Første trinn kan baseres på den informasjon som er lett tilgjengelig og relativt komplett for hele prosjektet. Dette består normalt av de tre første kulepunktene i oppstillingen over. Denne inndelingen i delstrekninger bør også være en viktig del av grunnlaget for å vurdere om eksisterende oppgravingsdata og nedbøyningsdata er tilstrekkelig for en dimensjonering av forsterkningstiltak, eller om det er behov for å gjennomføre nye målinger og prøvetakinger.

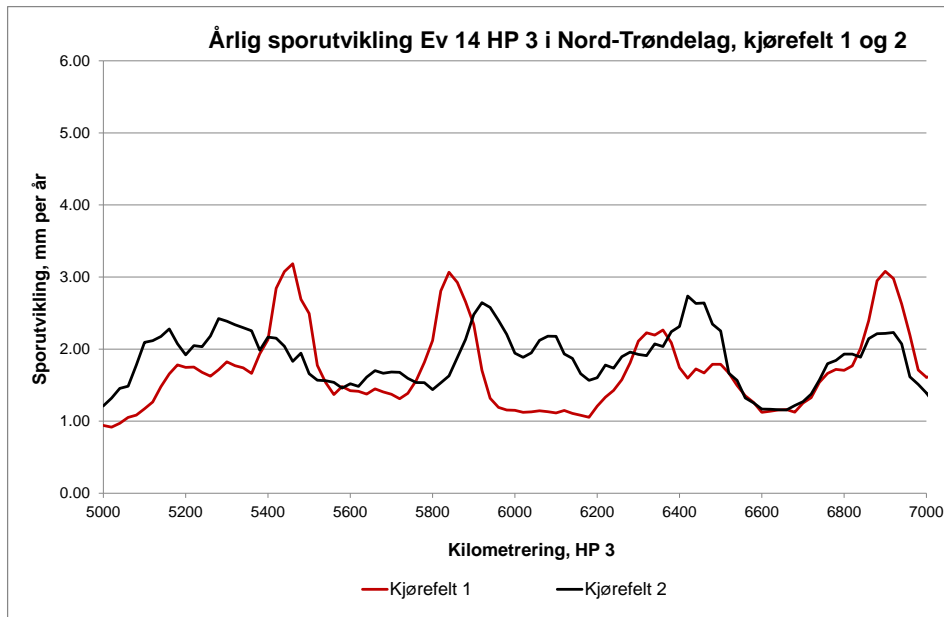
Når resultatene fra de nye målingene foreligger, må man revurdere inndelingen i delstrekninger ut fra alle dataene som er listet opp ovenfor.

Differensiering av utbedringstiltak for grøfter, lukket drenering og stikkrenner baseres på spesielle vurderinger av dreneringen og overvannshåndteringen langs vegen.

#### **A 4.1.1 Dekkelevetid med hensyn på spor**

Når årlig sporutvikling og funksjonell dekkelevetid med hensyn på spor skal brukes som del av grunnlaget for inndeling, må beregningene baseres på detaljdataene for spormålinger. I NVDB betyr dette medianverdien per 20 meter lengde. Ved f.eks. å ta ut detaljrapportene for spor basert på målinger i årene fra 2000 til 2013, kan man beregne gjennomsnittlig årlig økning som vist i figur A24. Bruk av detaljdataene for 20 meter veglengde er beheftet med en del tilfeldige variasjoner og kan virke unøyaktig. Det er som regel bedre å beregne gjennomsnittet over delstrekninger med lengde 100 meter. Da reduseres de tilfeldige variasjoner samtidig som man ikke mister viktig, lokal informasjon og man er nær minimumslengden for differensierte tiltak.

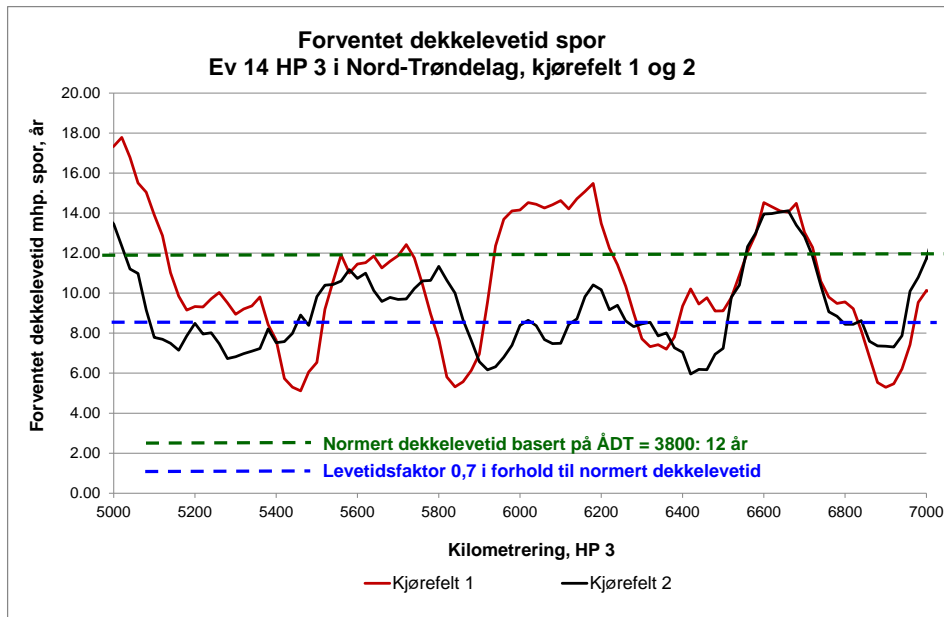
Eksemplet nedenfor er for en strekning på 4,0 km på Ev 14 nær Leirfall i Stjørdal kommune i Nord-Trøndelag. Figur A24 viser flytende gjennomsnitt over strekninger på 100 meter for årlig sporøkning.



Figur A24 Årlig sporøkning for Ev 14 HP 3, fra km 5,0 til km 7,0 i Nord-Trøndelag

For vegger med ÅDT opp til 5000 angir Håndbok R610 en utløsende spordybde på 25 mm for 90/10-verdien for spor for en vegstrekning med lengde 1000 meter. Som et grovt gjennomsnitt kan man anta at 90/10-verdien for spor er ca. 5,0 mm på nylagt asfalt. Funksjonell dekkelevetid med hensyn på spor blir dermed antall år hvor 90/10-verdien øker fra 5,0 til 25,0 mm. Ut fra de variasjoner som er vanlig på det norske vegnettet vil dette tilsvare en økning fra 4,1 mm til 20,4 mm beregnet som gjennomsnittet av delstrekninger med lengde 100 meter.

Med dette som forutsetning kan årlig sporøkning omregnes til forventet funksjonell dekkelevetid som vist i figur A25.



Figur A25 Forventet funksjonell dekkelevetid med hensyn på spor, Ev 14 HP 3, fra km 5,0 til km 7,0 i Nord-Trøndelag

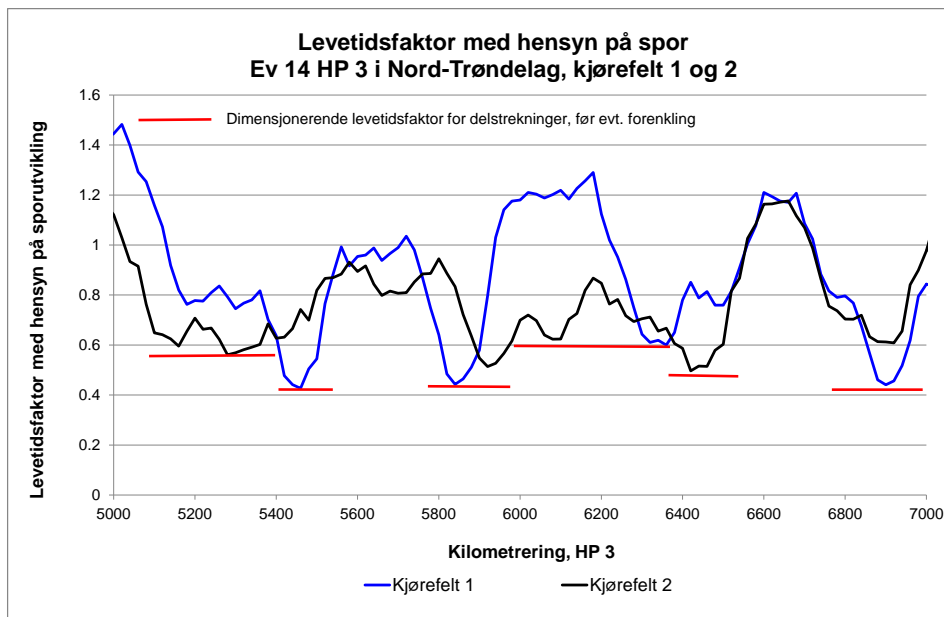
Den beregnede dekkelevetiden kan vurderes i forhold til normert dekkelevetid slik dette er angitt i kap. 53 i Håndbok N200. Tabellen for normert dekkelevetid er vist i Figur A26. For E 14 med ÅDT 3800 og vegdekke av Ab er normert dekkelevetid 12 år.

Dekketype	ÅDT						
	≤ 300	301-1500	1501-3000	3001-5000	5001-10 000	10 001-20 000	> 20 000
Ska				13	10	7	6
Ab			15	12	9	6	5
Agb		15	14	11			
Ma, Egt	16	13	12				
Eo	14	12					

1) Normale utslag i dekkelevetiden vil være ± 2 år, avhengig av klima og andre lokale forhold.

Figur A26 Normerte dekkelevetider (år) for ulike dekketyper og ÅDT, figur 531.2 i Håndbok N200

Forholdet mellom dekkelevetiden slik den er presentert i figur A25, og normert dekkelevetid i figur A26 gir levetidsfaktorer for vegdekket vist i figur A27.



Figur A27 Beregnet levetidsfaktor med hensyn på spor, Ev 14 HP 3, fra km 5,0 til km 7,0 i Nord-Trøndelag

Som der fremgår av figur A25, har en vesentlig del av den aktuelle strekningen en dekkelevetid mindre enn 8,5 år, noe som tilsvarer en levetidsfaktor mindre enn 0,7. Noen korte strekninger har levetidsfaktor mindre enn 0,5.

I figur A27 er det angitt et forslag til en første inndeling av delstrekninger for differensierte forsterkningstiltak. De store og hyppige svingningene i levetidsfaktoren fører til at dette forslaget består av 6 delstrekninger over en veglengde på 2,0 km. Gjennomsnittlig lengde for delstrekningene er noe over 200 meter. Dette må vurderes opp mot andre forhold som påvirker inndelingen, som f.eks. skaderegistrering, og resultatene fra fallodsmålinger. I en del tilfeller valg av forsterkningsmetode gjøre det urasjonelt å ha så korte delstrekninger.

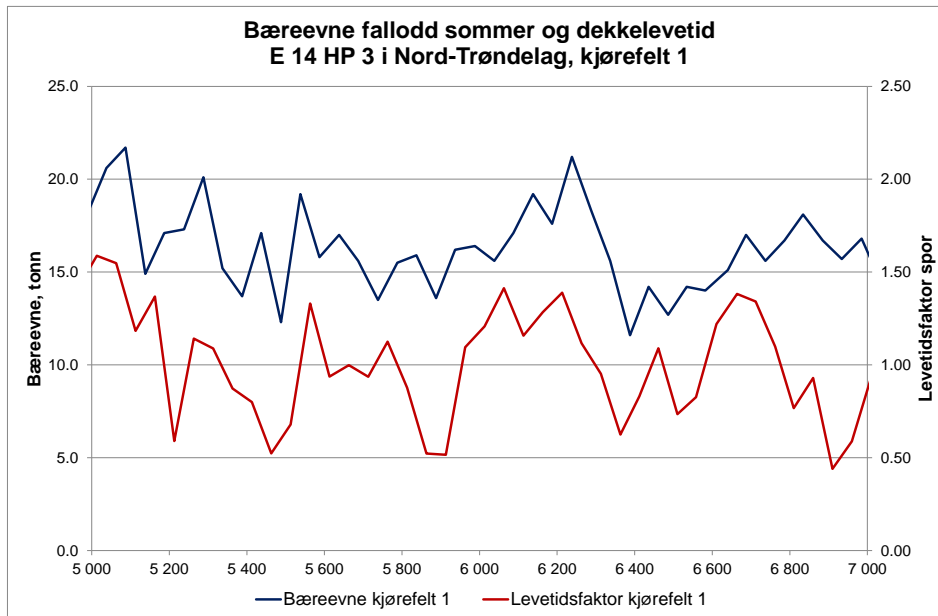
#### A 4.1.2 Bæreevne basert på nedbøyningsmålinger

Et alternativ/supplement til å bruke funksjonell dekkelevetid som grunnlag for en inndeling i delstrekninger for differensiert dimensjonering av forsterkning, er bæreevne beregnet fra resultatene fra nedbøyningsmålinger med fallodd. I Vedlegg A2 er anvendelsen av resultater fra nedbøyningsmålinger diskutert. Dette inkluderer både beregning av vegens bæreevne basert på et formelverk som anvendes i Norge, og beregning av en krumningsfaktor som grunnlag for å vurdere hvor i vegkonstruksjonen man kan forvente de svakeste materialer i forhold til krav.

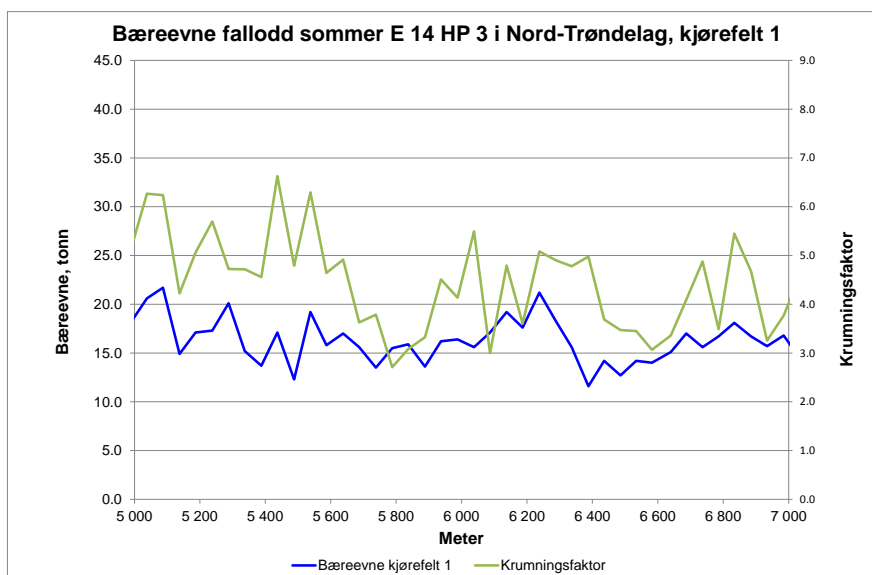
Figur A28 viser beregnet funksjonell dekkelevetid og bæreevne basert på fallodsmålinger sommer. Dataene er for den samme vegstrekningen på E14 i Nord-Trøndelag. Figuren viser gjennomsnittsverdier for delstrekninger som er tilpasset det enkelte målepunkt for nedbøyningsmålinger. Korrelasjonen mellom beregnet bæreevne og forventet dekkelevetid er ikke veldig god, men man kan for flere delstrekninger registrere et akseptabelt samsvar.



De fleste nedbøyningsmålinger med fallodd er utført om sommeren eller om høsten. Disse målingene viser som regel en bæreevne som er bedre enn den kritiske bæreevne man har i teleløsningsperioden om våren. For en enkel, praktisk anvendelse av resultatene fra nedbøyningsmålingene bør derfor registrert bæreevne reduseres med 3 til 4 tonn for å estimere den dimensjonerende bæreevnen man har om våren. Etter en slik justering ser nedbøyningsresultatene ut til å harmonere til en viss grad med forsterkningsbehovet ut fra vegdekkets levetidsfaktor med hensyn på spor slik dette er vist for vegstrekningen i figur A28 nedenfor.



Figur A28 Beregnet dekkelevetidsfaktor og bæreevne basert på falloddmålinger, Ev 14 HP 3, fra km 5,0 til km 7,0 i Nord-Trøndelag



Figur A29 Beregnet bæreevne og krumningsfaktor for nedbøyningene basert på falloddmålinger, Ev 14 HP 3, fra km 5,0 til km 7,0 i Nord-Trøndelag

I figur A29 er beregnet bæreevne supplert med resultater for krumningsfaktoren for nedbøyningene. Krumningsfaktoren er beskrevet i Vedlegg 2. En krumningsfaktor som varierer mellom 3 og 6 indikerer at man finner den største svakheten i bærelaget eller forsterkningslaget. Oppgravingsdataene for strekningen viser en overbygning som domineres av relativt tykke asfaltlag på et "forsterkningslag" av noe telefarlige materialer. Materialene i grunnen varierer fra leire til fjell.

## A 4.2 Dimensjonering av forsterkning ved kort dekkelevetid

Forsterkning som en følge av kort dekkelevetid, er en kombinasjon at utbedring av skader og bedring av vegens bæreevne. For liten bæreevne vurderes ut fra overbygningens indeksverdier sammenliknet med hva som kreves ut fra trafikkbelastningene og styrken til materialene i grunnen. Forsterkningstiltaket skal da dimensjoneres slik at det er samsvar mellom overbygningens indeksverdier og kravene til disse.

### A 4.2.1 Vegens indeksverdier

Indeksverdiene for eksisterende veg baseres på dataene fra oppgravingspunkter. For data som er hentet fra NVDB må det tas hensyn til at dataene som regel er av eldre dato, og dataene må korrigeres for endringer som har funnet sted etter oppgravingstidspunktet.

For hvert lagskille i oppgravingspunktet beregnes indeksverdien som summen av ekvivalente lagtykkelser for alle lagene over lagskillet. Dette er vist ved hjelp av uttrykket nedenfor.

$$I_{i,n} = \sum_{j=1}^n a_{i,j} * h_{i,j}$$

- hvor  $I_{i,n}$  = indeksverdien for lagene over lag n+1 i oppgravingspunkt i  
 $a_{i,j}$  = lastfordelingskoeffisienten til materialet i lag j i oppgravingspunkt i  
 $h_{i,j}$  = tykkelsen til materialet i lag j i oppgravingspunkt i

Lastfordelingskoeffisientene i likningen over hentes fra figur A30 basert på materialbeskrivelsen for de forskjellige lagene.

	Material- betegn- elser	Bindemiddel Kvalitet vegbitumen Kvalitet myk bitumen	Verdi, normal <sup>4)</sup>	Verdi, krakelert <sup>4)</sup>	Verdi, vannømfintlig materiale <sup>4)</sup>	
					8-15 % < 63 µm	>15 % < 63 µm
<b>Vegdekker</b>						
Varmblandet asfalt unntatt drensasfalt	Sta, Top, Ab, Agb, Ska	Vegbitumen 35/50 50/70-160/220 >250/300	3,5 <u>3,0</u> 2,5	1,5 1,5 1,5		
Drensasfalt	Da	Vegbitumen, PMB	2,0	1,5		
Mykasfalt	Ma	Myk bitumen V>6000 V<6000	<u>1,5</u> 1,25	1,25 1,25		
Myk drensasfalt	Mda	Myk bitumen	1,25	1,25		
Emulsjonsgrus, tett	Egt	Vegbitumen Myk bitumen V>6000 V<6000	2,0 <u>1,5</u> 1,25	1,25 1,25 1,25		
Emulsjonsgrus drenerende	Egd	Vegbitumen Myk bitumen	1,75 <u>1,25</u>	1,25 1,25		
Asfaltikumgrus	Asg	Vegbitumen Myk bitumen V>6000	1,75 <u>1,5</u>	1,25 1,25		

		V<6000	1,25	1,25		
Oljegrus/asfaltløsn.grus	Og/Alg	VO/BL	1,25	1,25		
Enkel/dobbel overflatebehandling	Eo/Do	Vegbitumen	1,5	1,25		
		Myk bitumen	1,25	1,25		
Enkel/dobbel overflatebehandling med grus	Eog/Dog	Myk bitumen V>6000	1,5	1,25		
		V<6000	1,25	1,25		
Gjenbruksasfalt, kaldprodusert	Gja	Vegbitumen	1,75	1,25		
		Myk bitumen	1,5	1,25		
<b>Bærelag</b>						
Sementstab.matr.	Cg, Cp		2,25	1,25		
Asfaltert grus	Ag	Vegbitumen 50/70-160/220	3,0	1,5		
		250/300-330/430	2,75	1,5		
Asfaltert sand	As	Vegbitumen	2,0	1,25		
Asfaltert pukk	Ap	Vegbitumen	2,0			
Penetrert pukk	Pp	Vegbitumen, myk bitumen eller bitumenløsning	1,5			
Emulsjonspukk	Ep	Vegbitumen	1,75	1,25		
		Myk bitumen V>6000	1,5	1,25		
		V<6000	1,25	1,25		
Emulsjonsgrus Skumgrus	Eg/Sg		2,0 <sup>1)</sup>	1,25		
			1,75 <sup>2)</sup>	1,25		
			1,5 <sup>3)</sup>	1,25		
Bitumenstabilisert grus	Bg		1,75 <sup>2)</sup>	1,25		
			1,5 <sup>3)</sup>	1,25		
			1,25	1,25		
Gjenbruksasfalt, kaldprodusert	Gja	Vegbitumen	1,75	1,25		
		Myk bitumen	1,5	1,25		
Gjenbruksbetong	Gjb I		1,25			
Forkilt pukk	Fp		1,25			
Knust fjell	Fk		1,35			
Knust asfalt	Ak		1,35		0,75	0,5
Knust grus	Gk		1,25		0,75	0,5
<b>Forsterkningslag</b>						
Sand, grus, Cu<15			0,75		0,5	0,5
Sand, grus, Cu≥15			1,0		0,75	0,5
Pukk, kult			1,1		0,75	0,5
Gjenbruksbetong	Gjb I		1,0			
	Gjb II		0,9			
<b>Isolasjonslag</b>						
Skumglass			0,9			
Lettklinker			0,9			
<b>Frostsikringslag</b>						
Pukk, kult			1,0		0,75	
Sand, grus, Cu ≥ 15			1,0		0,75	
Sand, grus, Cu < 15			0,75		0,5	

1) Indirekte strekkstyrke > 145 kPa eller E-modul > 860 MPa (v/25 oC)

2) Indirekte strekkstyrke > 100 kPa eller E-modul > 580 MPa (v/25 oC)

3) Indirekte strekkstyrke > 60 kPa eller E-modul > 360 MPa (v/25 oC)

4) Normalverdier benyttes ved dimensjonering av ny veg. Krakelert verdi og verdi for vannømfindlig materiale kan benyttes ved vurdering av materialer i eksisterende veg ved forsterkning

5) Dersom  $D_{maks} > \frac{1}{2}$  lagtykkelse settes  $a=0,75$ . Når innhold < 63 m er over 15 % settes  $a=0,5$ .

Figur A30 Lastfordelingskoeffisienter for vegbyggingsmaterialer i Vedlegg 4 i håndbok N200

### A 4.2.2 Krav til vegens bæreevne etter forsterkning

Håndbok N200 kap. 53 bruker begrepet "normert dekkelevetid" både som grunnlag for å vurdere om det foreligger et forsterkningsbehov og som et uttrykk for funksjonell dekkelevetid etter utført forsterkning. Forventet dekkelevetid er tiden fra en dekkefornyelse til dekketilstanden når vedlikeholdsstandarden overskrides og utløser et dekketiltak. Levetidsfaktoren er forholdet mellom forventet funksjonell dekkelevetid for en vegstrekning og normert dekkelevetid.

Normert dekkelevetid er bestemt ut fra analyser av vegdekkene på det tidligere riksvegnettet i Norge. Verdiene i Figur A26 er statistiske gjennomsnitt for funksjonell dekkelevetid som funksjon av ÅDT og dekketype. Man må regne med at bare en fjerdedel av datagrunnlaget består av vegger bygget i samsvar med vegnormalenes krav. Også vegger med svært dårlig bæreevne inngår i datagrunnlaget for normert dekkelevetid.

Veger som er dimensjonert og bygget i samsvar med vegnormalenes krav, har som regel en dekkelevetidsfaktor i størrelsesorden 1,8 til 2,0. Det finnes også eksempler på vegger som er bygget i den seinere tid og har en dekkelevetidsfaktor i størrelsesorden 0,5, men dette er vegger med alvorlige feil og/eller mangler i planlegging og utførelsen.

Kravene til indeksverdier etter forsterkning er gitt i figur A31 nedenfor. Disse indeksskravene er i størrelsesorden 80 % av indeksskravene til ny fylkesveg slik disse er gitt i Håndbok N200.

KRAV TIL INDEKSVERDIER ETTER FORSTERKNING								
		TRAFIKKGRUPPE						
		(Antall ekvivalente 10 t aksler pr. felt i dimensjoneringsperioden, N, mill.)						
Over materialer i overbygningen eller i grunnen	Bæreevne gruppe	A1 (< 0,2)	A2 (0,2 - 0,5)	B (0,5 - 1)	C (1 - 2)	D (2 - 3,5)	E (3,5 - 10)	F (> 10)
Materialer med lastfordelingskoeffisient $a \leq 1,35$ <sup>2)</sup>		18 <sup>1)</sup>	18 <sup>1)</sup>	18 <sup>1)</sup>	29	31	50	52
Grus $Cu \geq 15$ , T1 Knust fjell, $Cu \geq 15$ , T1	1, 2	35	47	52	56	59	66	68
Grus $Cu < 15$ , T1 Sand $Cu \geq 15$ , T1 Knust fjell, T2	3	35	47	52	56	67	82	84
Sand $Cu < 15$ , T1 Grus, sand, morene, T2	4	47	55	60	72	83	98	108
Grus, sand, morene, T3	5	56	63	76	88	91	106	116
Silt, leire, T4,	6	64	71	84	88	100	114	124

1) Dersom dekket består av Agb eller stivere dekketype

2) Stabilisert bærelag med sprekker eller krakelering, alvorlighetsgrad H (håndbok V261) skal ikke regnes med

Figur A31 Krav til indeksverdier etter forsterkning

Kravene i figur A31 gjelder for materialene i grunnen og for granulære lag i vegoverbygningen. For Trafikkgruppe A1 – B er det ikke spesielle krav til indeksverdiene til vegdekke og stabilisert bærelag dersom dekket består av mykafalt eller andre tilsvarende fleksible masser. For Trafikkgruppe C–F bør det stabiliserte bærelaget bestå av varm verksbladet asfalt som Ag eller Ap.

Kaldblandet bitumenstabilisert masse, som emulsjonsgrus, emulsjonspukk og skumgrus, kan anvendes i øvre bærelag i Trafikkgruppe A til C og i Trafikkgruppe A til D for nedre bærelag forutsatt at det kan dokumenteres en tilfredsstillende brukshistorikk og tilfredsstillende lastfordelende egenskaper for massene.

### A 4.2.3 Beregning av forsterkningsbehov $F_{DIFF}$

For hvert lagskille i oppgravingspunktene får man et krav til indeksverdier ut fra figur A31 i kap. A 4.2.2. Opptredende indeksverdi for lagene over det aktuelle lagskillet beregnes ved hjelp av likningen i kap. A 4.2.1. Differansen mellom krav til indeksverdi og opptredende indeksverdi angis som  $F_{DIFF}$  for lagskillet. Dimensjonerende  $F_{DIFF}$  for et oppgravingspunkt bestemmes av det lagskillet som gir størst  $F_{DIFF}$  for det aktuelle oppgravingspunkt.

Beregning av dimensjonerende  $F_{DIFF}$  kan belyses ved følgende eksempel som er hentet fra E 6 HP 25 i Nord-Trøndelag. Figur A32 viser lagene i overbygningen slik de er lagret i NVDB. Man kan legge merke til at de fleste av oppgravingslagene er fra 1988 og at to av lagene er uten dato.

ÅDT på strekningen er 2300 med 20 % tunge kjøretøy. Dette gir  $N = 2,1$  Mill. som innebærer at vegen er i Trafikkgruppe D.

Profil 4000			
Dato	Tykkelse	Materialbetegnelse	Bæreevnegruppe
	3	02 – Asfaltdekke	
	3	02 – Asfaltdekke	
19880704	14	15 – Krakelert asfaltdekke	
19880704	10	16 – Krakelert oljegrus, ottadekke, asfaltløsningsgrus	
19880704	16	13 – T2-materialer	IV – Grus, sand, morene, med litt finstoff, T2
19880704	20	13 – T2-materialer	IV – Grus, sand, morene, med litt finstoff, T2
			I – Fjell, steinfylling

Figur A32 Oppgravingsdata fra NVDB E6 HP25 meter 4000 i Nord-Trøndelag

Ved å sammenholde oppgravingsdataene i figur A32 med dekkedataene i PMS 2010, er det grunn til å anta at man må legge til et asfaltlag av Ab 11 lagt i 2009 for å få dagens situasjon. For de øvrige lagene synes det å være samsvar mellom oppgravingsdataene og tidligere dekker i PMS 2010.

Profil 4000			
Dato	Tykkelse	Materialbetegnelse	Bæreevnegruppe
2009	3	Ab 11	
	3	02 – Asfaltdekke	
	3	02 – Asfaltdekke	

19880704	14	15 – Krakelert asfaltdekke	
19880704	10	16 – Krakelert oljegrus, ottadekke, asfaltløsningsgrus	
19880704	16	13 – T2-materialer	IV – Grus, sand, morene, med litt finstoff T2
19880704	20	13 – T2-materialer	IV – Grus, sand, morene, med litt finstoff T2
			I – Fjell, steinfylling

Figur A33 Oppgravingsdata fra NVDB E6 HP25 meter 4000 i Nord-Trøndelag, korrigert for seinere dekketiltak

Ut fra vegbildene synes det øverste laget å være intakt uten krakelering eller bæreevnerelaterte sprekker. Man har derfor benyttet lastfordelingskoeffisienten 3,0 for dette laget.

Ett av de forhold det kan være vanskelig å vurdere, er hvorvidt eldre asfaltlag er krakelert eller er uten sprekker. Når det legges et asfaltlag med tykkelse 3 cm på et krakelert underlag uten noen form for spenningsbrytende lag, vil det som regel bare være et tidsspørsmål før man får refleksjonssprekker i det nye laget. For de underliggende asfaltlagene har man derfor antatt at det er krakelering eller andre bæreevnerelaterte sprekker i asfaltlaget (alvorlighetsgrad L eller M i Skadekatalogen). Denne antagelsen er lagt inn ved beregning av indeksverdier. Man har videre antatt at T2-materialene består av grus, sand eller morene i Bæreevnegruppe 4.

Profil		4000				
Dybde	Tykkelse	Lag	Lastford. koeffisient	Indeks	Indeks-krav	F <sub>DIFF</sub>
3	3	Ab 11	3,0	9,0		
6	3	02 – Asfaltdekke	1,5	13,5		
9	3	02 – Asfaltdekke	1,5	18,0		
23	14	15 – Krakelert asfaltdekke	1,5	39,0	31	-8,0
33	10	16 – Krakelert oljegrus, ottadekke, asfaltløsn.grus	1,25	51,5	83	<b>31,5</b>
49	16	13 – T2-materialer	0,75	63,5	83	19,5
69	20	13 – T2-materialer	0,75	78,5	59	-19,5

Figur A34 Beregning av F<sub>DIFF</sub>, E6 HP25 meter 4000 i Nord-Trøndelag

Dimensjonerende F<sub>DIFF</sub> for oppgravingspunktet i profil 4000 er med dette 31,5. Beregninger som vist i tabellene over, gjennomføres for alle oppgravingspunkter.

Det kan ofte, som i eksemplet over, være vanskelig å vurdere hvorvidt man for gamle asfaltlag skal bruke lastfordelingskoeffisienter for krakelerte lag eller ikke. Ved å forutsette

krakelerte lag er det mindre risiko for å undervurdere forsterkningsbehovet. Resultater fra nedbøyningsmålinger med fallodd kan være et viktig hjelpemiddel ved slike vurderinger.

Det kan ofte være vanskelig å være trygg på at man får korrekt vegoverbygning ved å sammenholde informasjonen for oppgravingsdataene i NVDB med dekkedataene i PMS 2010. Det er derfor helt nødvendig å gjennomføre nye oppgravinger som en del av planleggingen av forsterkningsarbeider, både for å få informasjon om punkter hvor NVDB ikke har oppgravingsdata, og for å kontrollere og justere/supplere informasjonen for de oppgravingspunktene som finnes i NVDB.

Et forsterkningsprosjekt vil normalt inneholde relativt få oppgravingspunkter og dermed få punkter hvor man har beregnet dimensjonerende  $F_{DIFF}$ . En totalvurdering av forsterkningsbehovet på strekningen må baseres på supplerende opplysninger som gir et mer detaljert bilde enn man får av noen få oppgravingspunkter.

#### **A 4.2.4 Forsterkningsbehov ut fra nedbøyningsdata**

Beregning av indeksverdier som det er vist et eksempel på ovenfor, vil normalt være begrenset til noen få punkter på vegstrekningen som skal forsterkes. Ofte er det opp mot 500 meter mellom hvert oppgravingspunkt. For å få et fullstendig bilde av forsterkningsbehovet som grunnlag for å differensiere tiltakene, må man ta i bruk annen informasjon. Da kan nedbøyningsmålinger med fallodd og tykkelsesmålinger med georadar være nyttige hjelpemidler.

Det er viktig å være oppmerksom på at beregning av bæreevnen basert på nedbøyningsmålinger med fallodd gjelder for måletidspunktet som normalt er om sommeren. Man må være oppmerksom på at både temperaturen i asfaltlagene og vanninnholdet i de granulære materialer har innvirkning på resultatene fra fallodds-målingene. Materialer med høyt finstoffinnhold kan være både telefarlige og vannømfindtlige med spesielt ugunstig bæreevne og lastfordelende egenskaper i den kritiske teleløsningsperioden. Med slike materialer i overbygningen kan man få svært gode nedbøyningsresultater fra nedbøyningsmålinger som utføres i tørre perioder om sommeren. Av den grunn må man ta hensyn til både vegens dreneringsforhold og nedbørmengden i ukene før målingene ble utført, i tillegg til selve materialene i grunnen og i overbygningen, når nedbøyningsdataene skal vurderes.

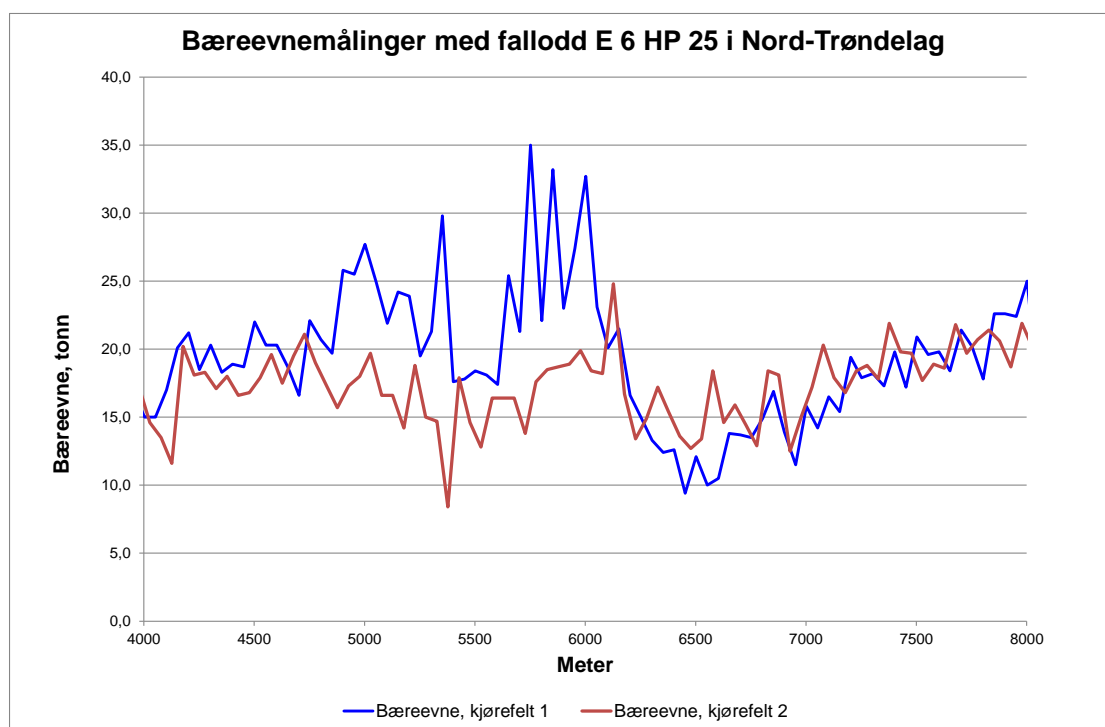
De falloddsmålinger som er vist i figur A35 nedenfor, er utført 8.10.2013. Ved Gartland klimastasjon var det i perioden 8.9.2013 til 8.10.2013 registrert 99 mm nedbør. Dette er en del mindre enn normalnedbøren for september, men svært lik gjennomsnittsnedbøren per måned regnet over hele året. Samtidig vet vi at de granulære lagene under asfaltlagene er i telefarlighetsklasse 2, noe som indikerer at kritisk bæreevne om våren høyst sannsynlig er dårligere enn det som ble målt i oktober 2013.

Dersom man ikke har nedbøyningsdata for målinger i teleløsningsperioden, bør beregnet bæreevne for målinger utført om sommeren eller høsten reduseres med 3,0 til 4,0 tonn som

et estimat av den kritiske bæreevnen i teleløsningsperioden. Innenfor dette variasjonsområdet bør man velge en verdi ut fra tilgjengelig informasjon om telefarligheten og vannømfintligheten til materialene i grunnen og de granulære lagene i overbygningen.

Ut fra de forutsetninger som er beskrevet nedenfor, vil man i eksemplet i figur A35 nedenfor ha behov for å vurdere en forsterkning av E6 HP 25 fra km 4,0 til 4,1 og fra km 5,3 til 5,5 ut fra bæreevnen for kjørefelt 2 og fra km 6,3 til 7,0 ut fra bæreevnen i begge kjørefelt.

Man kan grovt anslå at en økning i bæreevnen på 1,0 tonn krever en forsterkning tilsvarende en  $F_{DIFF}$  i størrelsesorden 7. (Ref. 14)



Figur A35 Bæreevne målt med fallodd 2013-10-08

Ut fra de kommentarene som er presentert i avsnittene ovenfor, er det tydelig at en dimensjonering basert på bæreevne beregnet ut fra nedbøyningsmålinger aleine, er beheftet med store usikkerheter. Man får som regel et riktigere resultat dersom man kombinerer resultatene fra oppgravingsdata med relative verdier for vegens bæreevne ut fra nedbøyningsmålinger.

### A 4.3 Legging av fast dekke på grusveg

Forutsatt at vegene er bygget i overensstemmelse med kravene i Håndbok N200, har en veg med grusdekke en svakere oppbygning enn en tilsvarende veg med fast dekke. Sammenliknet med en veg med fast dekke i Trafikkgruppe A1, har grusvegen en tykkelse på forsterkningslag + bærelag som tilsvarer tykkelsen på forsterkningslaget for en veg med fast dekke.



Også ved legging av fast dekke på gammel grusveg er det en forutsetning at det foreligger oppgravingsdata som viser lagtykkelser og materialene i grunnen og i overbygningen. Dimensjonering av forsterkningstiltaket følger de ordinære regler som er beskrevet i kap. A 4.2.1 til A 4.2.3 foran.

En riktig dimensjonert og bygget grusveg har et slitelag av grus med et finstoffinnhold som gjør materialet litt telefarlig. Dersom bærelaget består av masser med lavt finstoffinnhold, skal det i tillegg være et vannmagasinerende lag under slitelaget.

Dersom overbygningen for grusvegen har et tilfredsstillende fundament, kan forsterkningstiltaket inkludere fjerning av grusdekket og etablering av en ny overbygning som inkluderer eksisterende forsterkningslag og bærelag. Man kan da betrakte det gamle bærelaget som et nedre bærelag i ny veg og f.eks. legge et nytt øvre bærelag av asfaltert grus, Ag 16, i tykkelse 3,0 cm og et nytt dekke av asfaltgrusbetong, Agb 11, i tykkelse 3,0 cm. Forutsatt at tykkelse og materialer i forsterkningslaget er i samsvar med Vegnormalenes krav, gir dette en overbygning som tilfredsstiller kravene i figur A31.

Dersom man av ulike årsaker ikke ønsker å fjerne det gamle grusdekket, vil forsterkningen som er beskrevet ovenfor, ikke være tilfredsstillende. Hvis vi forutsetter at grusdekket og det fuktmagasinerende laget består av litt telefarlig grus/sand/morene i Bæreevnegruppe 4, kan en forsterkning være som angitt nedenfor:

- Slitelag, Agb 11, tykkelse 3,0 cm
- Bærelag, Ag 16, tykkelse 4,0 cm
- Forsterkningslag av kult 22/120, forkilt med Ak, tykkelse 25 cm

Dette gir en økning i overbygningens indeksverdi på  $9+12+27 = 48$  som er noe over kravet i figur A31.

#### A 4.4 Økning av tillatt aksellast

Det offentlige vegnettet er inndelt i bruksklasser ut fra tillatt aksellast og totalvekt. En kortfattet liste er vist i tabellen nedenfor.

Bruksklasse	Tillatt aksellast	Tillatt totalvekt
Bk 10-50	10	50
Bk 10-42	10	42
Bk T8-50	8	50
Bk T8-40	8	40
Bk 8	8	32
Bk 6	6	28

Figur A36 Tunge kjøretøy, bruksklasser

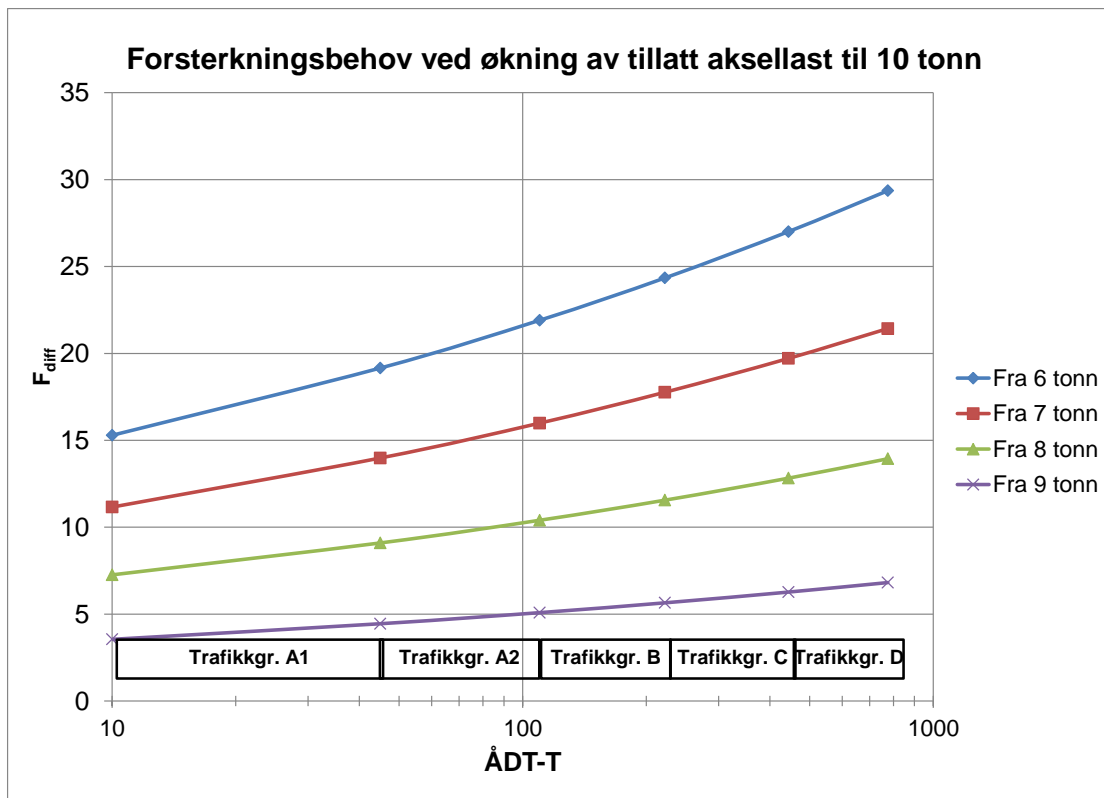
Aksellastbegrensninger som er lavere enn Bk 10-50, er normalt forårsaket av manglende bæreevne for vegoverbygningen eller svake bruer på vegstrekningen. Uansett årsak til begrensningene vil en endring i vegens bruksklasse føre til økt nedbrytning av vegoverbygningen og en mer ugunstig tilstandsutvikling. Hvor stor endringen er, avhenger av mange forhold.

Listen i figur A36 er ikke komplett, først og fremst som en følge av at det i den seinere tid er åpnet for tømmertransport med totalvekt 56 og 60 tonn, og en forsøksordning med bruk av modulvogntog med 60 tonn totalvekt på deler av vegnettet. Forsøksordningen med modulvogntog var planlagt å gjelde frem til 1. juni 2017. Ordningen er nå (2014) gjort permanent. Utviklingen til nå har også vært at vegnettet som er åpnet for modulvogntog, er utvidet.

Forutsatt samme ÅDT for tunge kjøretøy vil både aksellast og totalvekt innvirke på nedbrytningen av vegoverbygningen. Effekten av endring i tillatt aksellast kan vurderes ut fra antatt aksellastfordelinger som vist i vedlegg 4 i Håndbok N200.

Dersom vegen skal forsterkes som en følge av en økning i tillatt aksellast, og overbygningens styrke er bestemt ut fra lagtykkelser og klassifisering av materialene i grunnen, evt. supplert med bæreevne målinger med fallodd, kan dimensjonering av forsterknings tiltaket følge de regler som er gitt i kap. A 4.2 foran.

Forutsatt at det er samsvar mellom tillatt aksellast og vegens bæreevne, kan forsterkningstiltaket dimensjoneres på grunnlag av  $F_{DIFF}$  fra figur A37. Figuren gjelder for veg med to kjørefelt



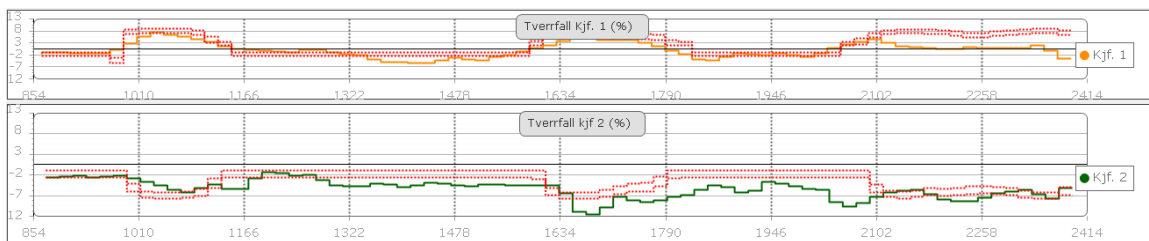
Figur A37 Forsterkningsbehov ( $F_{DIFF}$ ) ved økning av tillatt aksellast.

Inndeling i trafikkgrupper i figur A37 gjelder for vegen etter økning av tillatt aksellast til 10 tonn, 20 års dimensjoneringsperiode og 2 % årlig trafikkvekst.

#### A 4.5 Kantforsterkning

Kantforsterkning er nærmere omtalt under forsterkningsmetode 10 i del B av denne rapporten.

Dersom sporutviklingen i vegdekket er vesentlig mer alvorlig i ytre hjulspor enn i indre hjulspor, ut over det som kan skyldes trafikkfordelingene for tunge og lette kjøretøy over tverrprofilen, er kantforsterkning et aktuelt tiltak. Også langsgående sprekker i ytre del av kjørebanelen kan indikere behov for kantforsterkning. Sprekkes plassering i vegens tverrprofil og sprekkenes retning kan som regel fortelle mye om årsakene til sprekkenes. Detaljdataene for tverrfall i PMS 2010, som vis i figur A38 nedenfor, kan også være et godt hjelpemiddel til å avklare behov for kantforsterkning.



Figur A38 Tverrfall Fv 212 HP 1 km 0,854 - 2,414 i Hedmark

I figur A38 ovenfor ser en at kjørefelt 1 er nesten uten noen overhøyde mellom km 2,1 og 2,4, delvis også overhøyde feil veg. For kjørefelt 1 ser man at det er registrert tverrfall som er godt utenfor vedlikeholdsstandardens krav på det meste av strekningen fra km 1,3 til km 2,1. Statens vegvesen Hedmark opplyser at det er planer om å gjennomføre utbedring av kantene på strekningen som er omtalt ovenfor.

Kantskader kan i hovedsak ha tre årsaker, og valg av forsterkningstiltak må reflektere dette.

1. Skader som skyldes for smal skulder og/eller for bratt sideskråning. Denne type kantskade er mest vanlig i veg på fylling.
2. Skader som skyldes større fuktighet/høyere grunnvannstand nær vegkanten. Et tydelig eksempel er veg i halvskjæring hvor sporutviklingen for kjørefeltet i skjæring er vesentlig større enn sporutviklingen for kjørefeltet på fylling.
3. Skader som skyldes dårligere vegfundament på de ytre delene over vegens tverrprofil. Dette er svært vanlig på eldre veger med mer eller mindre "tvilsomme" breddeutvidelser.

En spesiell variant av den tredje typen, er "lurvekant" (skadetype 5.5 i håndbok V261) som skyldes at kanten av asfaltdekket er lagt for nær vegkanten, evt. materialet umiddelbart under asfaltlaget har dårlig bæreevne.

Ved alle typer kantskader er det viktig å få klarlagt om vegens fundament er tilstrekkelig ensartet over hele tverrsnittet. Ved ensartede lagtykkelser og materialer i hele vegbredden, vil som regel kantforsterkning bestå i å opparbeide bredere skuldre og/eller legge ut steinmaterialer slik at materialene fingerer som en "støttefylling" og dermed stabiliserer vegfundamentet. Dersom slike tiltak er vanskelig å få gjennomført, kan det være nødvendig med masseutskiftning og bruk av lette masser i vegens underbygning. I noen tilfeller har det vært nødvendig å bygge en støttemur for å holde massene på plass.

Dersom vegfundamentet har en svakere oppbygning ut mot vegkanten enn i midten av vegen, må man vurdere behovet for masseutskiftning over deler av tverrprofilen. I en slik masseutskiftning, evt. annen form for forsterkning av vegens ytre deler, vil man ha en spesiell utfordring med å få ensartede forhold og "hel ved" mellom gammel og nybygget del av tverrprofilen. Dette forholdet er også omtalt i kap. A 4.6 Breddeutvidelse.

#### **A 4.5.1 Grunnlagsinformasjon**

En av de viktigste delene av grunnlagsinformasjonen for vurdering av kantforsterkning, er en nøye oppfølging av evt. sprekker som indikerer tendenser til utglidning. Slike sprekker må jevnlig følges opp, ikke minst fordi utviklingen kan akselerere og bli trafikkfarlig i løpet av få uker.



*Figur A39 Venstre: Refleksjonssprekker i flatelapping mens asfalten ennå er svart.  
Høyre: Langsgående sprekker med høydeforskjell er trafikkfarlige*

En annen viktig del av grunnlagsinformasjonen er kartlegging av lagtykkelser og variasjoner i materialeegenskaper over tverrprofilet. Til dette er både oppgravingsprøver og georadarmålinger svært aktuelt. Oppgravingsprøvene bør tas både i indre hjulspor og 20 – 40 cm fra kjørebane kant for å få frem evt. forskjeller i vegfundamentet. Georadarmålinger gir mulighet for å få et mer komplett bilde av variasjonene.

I mange tilfeller er det ikke tilstrekkelig å begrense undersøkelsene ned til materialene like under planum. Årsaken til kantskader kan ligge dypt nede i vegfyllingen eller under fyllingsfot. Dette vil normalt kreve tradisjonelle grunnundersøkelser.

For veg i skjæring eller i halvskjæring er det viktig å klarlegge vegens dreneringsforhold så grundig som det er mulig. Også ved kantskader kan etablering av lukket drenering og/eller bruk av avskjærende grøfter være aktuelle tiltak.

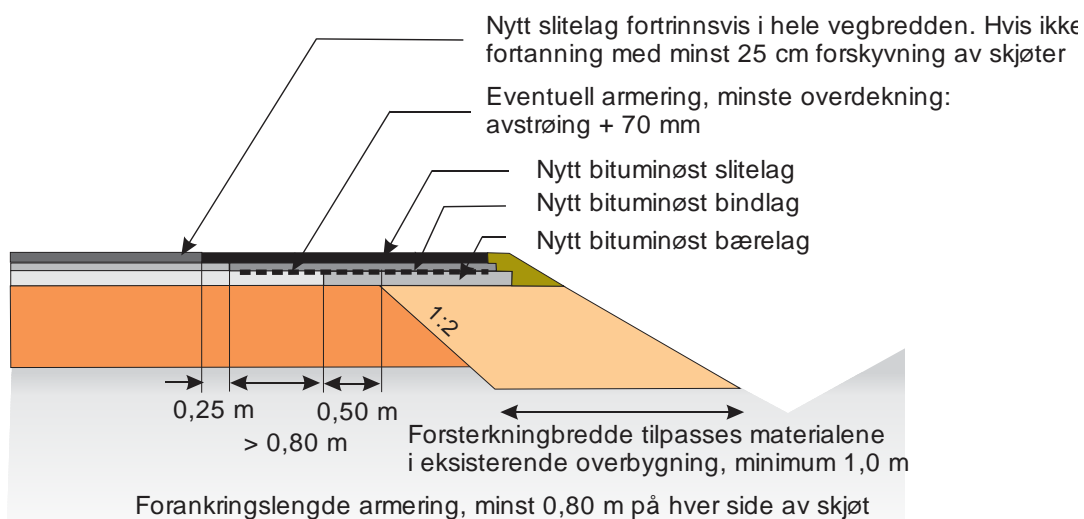
På en veg med behov for kantforsterkning vil det ofte være viktig å kartlegge dybden til fjell. Både tradisjonelle sonderinger og georadarmålinger er aktuelle.

#### **A 4.5.2 Dimensjonering av tiltaket**

Utbedring av kantskader består både i å fjerne de skader som har oppstått, og hindre at skadene oppstår igjen. Valg av tiltak og dimensjonering av dette avhenger blant annet av skadetype og skadeårsak. I den forbindelse er det viktig å legge vekt på at man ofte står overfor en kombinasjon av skadeårsaker som alle skal ivaretas ved utbedring.

En prinsippsskisse av oppbygging av en kantforsterkning er vist i figur A40 nedenfor. Bredden på masseutskiftet og kantforsterket veg bør minst være 1,0 m for å få en tilfredsstillende komprimering av de tilførte massene. Ved kantforsterkning er god komprimering av alle lag enda viktigere enn ved bygging av ny veg.

Det er viktig å sikre godt fundament for asfalten og god overgang mellom gammel og ny asfalt. Nederste del av asfalskjøten bør være minst 50 cm inn på urørt underlag og skjøtene mellom ny og gammel asfalt i bærelag, bindlag og slitelag forskyves minst 25 cm. Dette innebærer at saging av asfalt må utføres to ganger, første gang før utgraving for masseutskifting, andre gang etter at alle materialer opp til underkant asfalt er lagt ut og komprimert forskriftsmessig.



Figur A40 Overgang mellom ny og gammel veg ved kantforsterkning, eksempel med armering

Fiberduk mellom gammel og ny del av tverrprofilen er ikke vist i figur A40. Behovet for fiberduk til separasjons- og filterformål følger de vanlige kriterier gitt i håndbok N200.

Bruk av armeringsnett i overgangen mellom gammel og ny del av vegoverbygningen gir en ekstra sikkerhet mot oppsprekking av kjøten. Som armering kan både stålnett og geonett benyttes. Armeringsnettenes evne til å hindre oppsprekking er begrenset, og armering kan ikke erstatte strenge krav til materialer og utførelse av kantforsterkingen.

Det er viktig at forankringen mellom asfalt og armeringsnettet er god, både med hensyn til forankringslengden og asfaltmassen over og under nettet. Uten god forankring er det risiko for at man med tiden får langsgående sprekker hvor armeringen slutter.

For å oppnå en tilfredsstillende kantforsterkning må man normalt gjennomføre en masseutskifting til en dybde som er under planum for eksisterende veg. Både med hensyn til materialvalg og utskiftningsdybde er det viktig å velge løsninger som gir en sikkerhet for at gammel og masseutskiftet veg har mest mulig like egenskaper, spesielt med hensyn til risiko for telehiv.

Det kan være vanskelig å vurdere om en masseutskifting av de svakere deler av vegfundamentet er tilstrekkelig til å hindre at kantskadene gjenoppstår etter kort tid. I

vegskjæringer vil f.eks. en kombinasjon av masseutskifting og etablering av lukket drenering være svært aktuelt.

Ved kantforsterkning må man sikre at de tilførte materialer har en permeabilitet som minst er like høy som i de tilsvarende lagene i eksisterende veg. Dersom f.eks. eksisterende veg har et forsterkningslag av kult og materialet under planum består av leire, må også nytt forsterkningslag være av materialer med høy permeabilitet. Et tett forsterkningslag langs vegkanten kan medføre at vann blir innesperret i det gamle forsterkningslaget og gir en unødvendig reduksjon i vegens bæreevne.

For tiltak som omfatter etablering av bredere skulder, slakere sideskråninger, evt. også masseutskifting med lette masser, bør dimensjoneringen inkludere geotekniske beregninger. Ved å velge et rimelig glidesnitt kan geotekniske parametre estimeres ved å anta en sikkerhetsfaktor nær 1,0 for eksisterende veg. Basert på de samme parametre kan man så bestemme nødvendig "støttefylling" i form av bredere skuldre og/eller slakere sideskråninger slik at sikkerhetsfaktoren øker til 1,4.



*Figur A41 Alvorlige langsgående sprekker til tross for kult og skråning slakere enn 1:2*

Utbedringstiltak som inkluderer etablering av bredere skulder og/eller slakere fyllingsskråninger vil ofte medføre flytting av vegskuldre og utvidelse av vegområdet. En viktig del av forberedelsene vil dermed være en kartlegging av grensene mot vegens naboer for å fastlegge om tiltaket medfører behov for grunnerverv. Dersom grunnerverv ved minnelig ordning er mulig, vil det som regel være tilstrekkelig å få utarbeidet plantegninger og noen snitt som viser behovet for endring av vegarealet. Dersom grunnerverv ved ekspropriasjon er nødvendig, vil det som regel være behov for utarbeidelse av reguleringsplaner med den saksbehandling dette innebærer.

## A 4.6 Breddeutvidelse

Tiltak for breddeutvidelse har mye til felles med kantforsterkning av en veg og det meste av beskrivelsene i kap. A 4.5 gjelder også ved breddeutvidelse.

### A 4.6.1 Utvidelse på begge sider eller på en side av vegen

En av de første vurderingene som må gjøres ved breddeutvidelse av vegen, er å klarlegge om utvidelsen bare skal være på den ene side av vegen eller på begge. Vegens linjeføring i forhold til gjeldende krav, samt omkringliggende terreng er blant de forhold som innvirker på valget. Også kryssutforming og avkjørsler langs vegen er av de forhold som er viktige.

Generelt har begge alternativer fordeler og ulemper. Fordelene ved en breddeutvidelse på bare den ene siden er bl.a. følgende:

- Anleggsvirksomheten er mer begrenset og forstyrrelsene for trafikantene på vegen som holdes åpen for trafikk i anleggsperioden, blir mindre.
- Stikkrenner som skal forlenges som en følge av breddeutvidelsen, får bare en skjøt. Sammenkoblingen mellom gammel og ny stikkrenne er ofte et svakhetspunkt.
- Arbeidsområdet er bredere og det er f.eks. enklere å komme til med riktig komprimeringsutstyr.
- Breddeutvidelse krever normalt etablering av nye veggrøfter. Ved utvidelse til den ene siden er det bare behov for etablering av en av grøftene.

Breddeutvidelse på begge sider har i en del situasjoner også noen fordeler.

- Vegens midtlinje flyttes ikke. For veg på rettlinje hvor tverrprofilen har takfall og er i samsvar med kravene, er det minimalt behov for asfalt på eksisterende veg for å beholde riktig takfall.
- Dersom det er behov for å forsterke de ytre deler av vegens tverrprofil på grunn av svakere vegfundament, som regel med synlige dekkeskader, vil man uansett ha forsterkningsarbeider og anleggsvirksomhet på begge sider av vegen.
- I noen tilfeller kan arealbehovet være så begrenset at man unngår grunnverv.

### A 4.6.2 Grunnlagsdata

I tillegg til de forhold som er beskrevet under kantforsterkning, er det ved breddeutvidelse behov for kunnskap om materialene i grunnen utenfor vegkanten. Et annet viktig forhold er kartlegging av dreneringsforholdene og tilstanden til eksisterende stikkrenner. Ved kantforsterkning kan det være behov for forlengelse av stikkrenner, ved breddeutvidelse er det så godt som alltid behov for forlengelse.

Kartlegging av dreneringsforholdene omfatter både en vurdering av plassering og kapasitet til de eksisterende stikkrennene og av stikkrennenes tekniske tilstand, restlevetiden, og av utforming og tilstanden ved stikkrennenes innløp og utløp. Det vil ofte være nødvendig å skifte hele stikkrennen.



Som ved kantforsterkning, er det ved breddeutvidelse behov for å få en avklaring av alle nabogrenser. Svært ofte vil en breddeutvidelse medføre et behov for grunnerverv, med de oppgaver dette innebærer.

### A 4.6.3 Dimensjonering

Breddeutvidelsen bør dimensjoneres slik at man har rimelig ensartede forhold i hele vegens tverrprofil, både med hensyn til bæreevne og telehiv. Dette kravet må ikke oppfattes alt for bokstavelig. Dersom eksisterende veg har dårlig bæreevne på grunn av telefarlige materialer i overbygningen, vil det som regel være riktig å dimensjonere breddeutvidelsen med tilfredsstillende bæreevne. Frostsikring av breddeutvidelsen på en veg med betydelig telehiv kan derimot føre til ujevnt telehiv som er uheldig for både fremkommelighet, kjørekomfort og trafikksikkerhet. Slike forhold nå vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Også ved breddeutvidelse er det viktig å påse at de materialer som benyttes i breddeutvidelse har en permeabilitet som minst er like høy som i de tilsvarende lagene i eksisterende veg. Dersom f.eks. eksisterende veg har et forsterkningslag av kult og materialet under planum består av leire, må også forsterkningslaget være av materialer med høy permeabilitet. Et tett forsterkningslag kan medføre at vann gjennom sprekker i asfaltdekket over tid blir innesperret i forsterkningslaget og fører til unødvendig reduksjon i bæreevnen.

### A 4.7 Redusere ujevnt telehiv

Telehiv forutsetter at tre forhold er til stede.

- Materialene i vegoverbygningen eller i grunnen må ha et finstoffinnhold som gjør de telefarlige.
- Det må være tilgang på vann til de materialene som er telefarlige.
- Frostmengden må være stor nok til at frostfronten når ned i de telefarlige materialene.

Ujevnt telehiv forutsetter at det er variasjoner i minst en av de tre faktorene som er beskrevet over.

Ved bygging av ny veg er det viktig å sørge for ensartede forhold for alle de tre faktorene som fører til dannelse av islinser og telehiv. For en betydelig del av det eksisterende vegnett er ikke dette ivaretatt på en tilfredsstillende måte, dels fordi vegene har en gammel og noe uklar opprinnelse og dels ved at det tidligere var for lite fokus på de tiltak som var viktige for å sikre homogene forhold.

Temperaturforholdene om vinteren vil normalt ikke forårsake ujevnt telehiv, men brøytekanter langs vegen kan f.eks. virke isolerende og medvirke til større frostdybde i midten av vegen enn i vegkanten. Resultatet kan da bli langsgående, brede sprekker i eller nær midten av vegen.

Det vil som regel være vanskelig å unngå at det er vann i vegoverbygningen eller i grunnen umiddelbart under vegens planum, men man har mulighet for å begrense vanntilgangen og gjøre forholdene mest mulig ensartede. Ett av de mest vanlige problemene skyldes variasjoner i dybden til fjell. Når vann strømmer gjennom materialene i grunnen i en skråning, vil vannet ledes opp overflaten dersom vannet støter mot en liten fjellrygg. Ved denne fjellryggen vil man da få et område med særlig mye fuktighet som kan redusere materialenes bæreevne og det kan være en viktig årsak til ujevnt telehiv. En tilsvarende situasjon kan man få dersom materialene i grunnen varierer med hensyn til telefarlighet og permeabilitet.

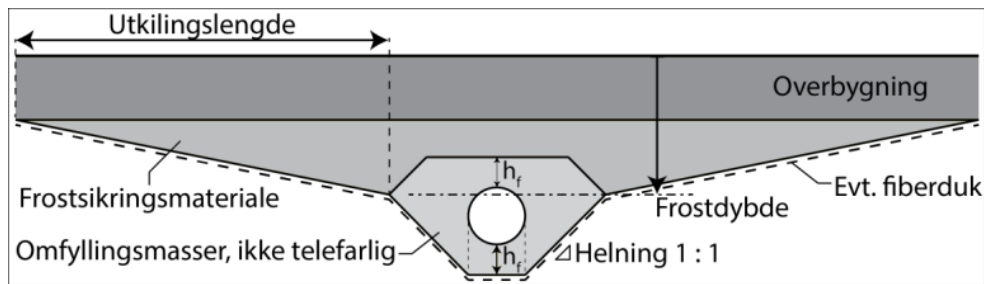
Ved bygging av ny veg er det viktig å fjerne alle fjellknøler nær vegoverbygningen for å sikre ensartede forhold for vanngjennomstrømningen. Det kan også være påkrevet å iverksette spesielle tiltak for å homogenisere materialene i grunnen. Å sørge for at de granulære materialene i vegoverbygningen er homogene med hensyn til både permeabilitet og varmeledningsevne er en viktig del av premissene for vegbygging i mange land.

På eksisterende veg er det langt færre tiltak å velge mellom. En del av de tiltak som er enkle å iverksette ved bygging av ny veg, er ofte økonomisk sett uforsvarlige som tiltak på en eksisterende veg. Fjerning av fjellknøler vil som regel være begrenset til de mest alvorlige problemene hvor fjelloverflaten er nesten oppe i dagen eller vegoverbygningen. Det mest kostnadseffektive tiltak vil være å avskjære gjennomstrømningen av vann ved hjelp av sprengning eller pigging av dype sidegrøfter eller lukket drenering, inkl. en god bortledning av vannet.

De forventede klimaendringer innebærer at frostmengden i en gjennomsnittsvinter vil bli mindre de fleste steder i landet. Samtidig forventes det at variasjonene fra år til år vil bli større, slik at dimensjonerende frostmengde, enten det er frostmengden med 10 eller 100 års returperiode, ikke blir mindre. Dette innebærer at behovene for tiltak for å begrense ujevnt telehiv ikke reduseres i årene som kommer.

Ved hjelp av tiltak for å redusere vanntilgangen til materialene i og under vegoverbygningen kan man begrense størrelsen på telehivene om vinteren. I noen tilfeller kan også masseutskifting være et aktuelt tiltak dersom man har lokale partier med særlig telefarlige materialer. Som oftest vil imidlertid tiltak for å redusere ujevnt telehiv bestå å sørge for at overgangen mellom steder med mye og lite telehiv fordeles over en så lang strekning at det ikke er negativt verken for kjørekomfort eller for trafikkikkerheten.

Ved utskifting av stikkrenner i telefarlige masser vil det nesten alltid være behov for utkilinger som vist i figur A42 nedenfor. Utkilingslengden skal følge kravene i figur 512.8 i håndbok N200. For en veg med tillatt hastighet 80 km/t, en frostsikringsdybde på 1,80 m, en total overbygningstykkelse på 0,80 m og en helning på utkilingen på 1:25, blir kravet til utkilingslengde lik 25 m.



Figur A42 Utkiling ved utbedring av stikkrenne, figur 512.6 i Håndbok N200

Dersom overkant av omfyllingsmassene rundt stikkrennen ligger under frostdybden, tillates det i håndbok N200 å etablere stikkrenne uten utkiling. Dette kan fungere bra ved bygging av ny veg. Ved utskifting av stikkrenne i eksisterende veg har man som regel en annen situasjon. Utskifting av stikkrenne uten utkiling setter svært strenge krav til håndteringen av massene som graves opp og man har i tillegg usikkerheten til hvordan kravene til homogenitet ble ivaretatt den gangen den gamle stikkrennen ble etablert. Ved utskifting av stikkrenner bør derfor utkilinger etableres også når toppen av oppfyllingsmassene er under frostdybde.

## A 5 Dimensjoneringsystemer

Internasjonalt er det flere systemer for dimensjonering av forsterkningstiltak. Denne rapporten inneholder bare en kort omtale av noen av de som er mest aktuelle for norske forhold. Felles for alle slike systemer er at de må være kalibrert i forhold til det norske vegnett og norsk klima for å gi pålitelige og troverdige resultater.

Med litt forskjellig utgangspunkt har de omtalte metodene en del fellestrekk;

- inndeling av vegen i delstrekninger
- beskrivelse av lagene i vegens fundament ved hjelp av oppgravingsprøver og/eller målinger med georadar
- beregning av E-moduler for materialene i grunnen og lagene i vegoverbygningen
- variasjoner i materialegenskapene over de forskjellige årstider/tidssoner
- estimering av funksjonell dekkelevetid ut fra mekanistiske kriterier, evt. prognoser for tilstandsutvikling med hensyn på spor, IRI og andre tilstandsparametre over en valgt tidsperiode

Kalibreringen til norske forhold må bl.a. ta hensyn til at nedbøyningsmålinger som regel utføres om sommeren eller høsten, mens den kritiske perioden for vegens bæreevne er i teleløsningsperioden.

### A 5.1 AASHTO Pavement ME Design

Dimensjoneringsystemet er utviklet for Federal Highway Administration i USA og omfatter dimensjonering av ny veg og forsterkning av eksisterende veg, med vegdekke av betong eller asfalt.

I forbindelse med flere av Vegdirektoratets etatsprogrammer er programmet tilpasset norske forhold. Dette inkluderer:

- Trafikkbelastninger som samsvarer med tungtrafikken på det norske vegnettet.
- Klimadata basert på måldata fra en rekke klimastasjoner i Norge.
- En grov kalibrering av modellene basert på målt tilstandsutvikling for en del oppfølgingsstrekninger i Norge.

Ut fra data for eksisterende veg og et valgt forsterkningstiltak estimeres tilstandsutviklingen for delstrekningene med hensyn på spor, jevnhet og tre typer sprekker/krakeleringer; to av typene er relatert til trafikkpåkjenningene og en type er knyttet til temperatursvingninger om vinteren (lavtemperatursprekker).

Dersom modellene i AASHTO Pavement ME Design skal brukes til praktisk dimensjonering av forsterkning i Norge, må det gjennomføres mer grundig kalibrering enn det som er utført til nå.

## A 5.2 Dynatest Elmod 6

Dynatest er leverandør av den type falloddsmåler som er dominerende i Norge. Elmod 6 er i utgangspunktet et system for beregning av E-modulene til materialet i grunnen og lagene i en vegoverbygning ut fra målt nedbøyningsbasseng ved falloddsmålinger. Programmet er seinere utvidet til å omfatte dimensjonering av forsterkningstiltak, inklusive LCC-analyser. Lagtykkelser forutsettes lagt inn basert på oppgravingsprøver eller data fra georadarmålinger.

Systemet kan på en måte fremstå som en noe forenklet variant av AASHTO Pavement ME Design, men systemet har ikke i samme grad koblet dataene for tungtrafikken til WIM-målinger og klimadata til standardiserte meteorologiske registreringer. Beregningene er også i større grad rettet mot tøyninger og spenninger i forhold til tillatte verdier og estimerer i mindre grad forventet tilstandsutvikling.

Basisprogrammet Elmod 6 angir noen begrensninger med hensyn til materialeegenskapene for de forskjellige lag i vegoverbygningen. Ved mer komplekse overbygninger er det anbefalt å utvide programmet med en tilleggsmodul FEM/LET/MET.

Erfaringen med bruk av Elmod 6 for norske forhold har i hovedsak vært begrenset til beregninger av E-moduler for materialene i grunnen og for lagene i overbygningen. Selve dimensjoneringsystemer er, så vidt vites, ikke vært brukt i noen nevneverdig grad i Norge.

## A 5.3 Roadscanners Road Doctor

Firmaet Roadscanners OY har utviklet en rekke programmoduler for strukturell analyse av vegoverbygning og dimensjonering av forsterkningstiltak. Kjernen i systemet er analyse av georadarmålinger med kobling til nedbøyningsmålinger med fallodd. Til beregning av E-moduler for materialene i grunnen og lagene i overbygningen har man mulighet for en kobling til Dynatests Elmod, eller en innebygget, enklere beregningsmodell, såkalt "forward calculation".

En vesentlig del av Road Doctor er et presentasjonsverktøy hvor data fra georadarmålinger og nedbøyningsmålinger sammenstilles med vegbilder, spor og jevnhetsdata, samt evt. resultater fra manuelle registreringer av dekkeskader.

Programmet kan videre brukes til å planlegge og dimensjonere forsterkningstiltak og beregne tiltakets effekt på bæreevnen. På den måten kan man lettere differensiere forsterkningstiltakene.

Resultater kan eksporteres til flere formater, bla. tabeller, kart og CAD-filer.

## A 5.4 PMS Objekt

PMS Objekt er et system for dimensjonering av vegoverbygninger. Det er utviklet og eies av Trafikverket i Sverige og kan uten kostnad lastes ned fra Trafikverkets hjemmesider.

PMS Objekt er et mekanistisk-empirisk dimensjoneringsystem i den forstand at dimensjoneringen i det alt vesentlige baseres på tillatte verdier for spenninger og tøyninger i vegkonstruksjonen i forhold til antall ekvivalente lastpåkjenninger i dimensjoneringsperioden.

PMS Objekt inneholder separate dimensjoneringer for bygging av ny veg og forsterkning av veg. Programmet tar utgangspunkt i en inndeling av Sverige i fem klimasoner. For hver klimasone er året inndelt i seks klimaperioder hvor både periodenes lengde og gjennomsnittlig asfalttemperatur varierer. Dimensjoneringen bygger på fire kriterier:

1. Maksimalt tillatt telehiv som en funksjon av dimensjonerende hastighet.
2. Maksimal sum ekvivalente 10 tonns aksellaster i dimensjoneringsperioden basert på horisontal tøyning i underkant av bituminøse lag.
3. Maksimal sum ekvivalente 10 tonns aksellaster i dimensjoneringsperioden basert på vertikal deformasjon ("trycktøyning") i materialet umiddelbart under planum.
4. Maksimal vertikal deformasjon ("trycktøyning") i materialet umiddelbart under planum ved største hjullast.

For det andre og tredje kriteriet beregnes sum ekvivalente 10 tonns aksellaster over klimaperiodene ved hjelp av Miners delbruddhypotese.

## A 6 Valg av forsterkningstiltak

Del B av denne rapporten gir en beskrivelse av i alt 14 forskjellige forsterkningstiltak. Hvilke tiltak eller kombinasjoner av tiltak som er aktuelle, må vurderes i hvert enkelt tilfelle. Noen eksempler på de forhold det er viktig å ta hensyn til, er kort omtalt nedenfor.

- **Forsterkningsbehovets størrelse.** Bruk av asfalt i tykke lag vil ofte være kostbart sammenliknet med andre tiltak dersom forsterkningsbehovet er stort. Et annet eksempel er dypstabilisering av grusbærelag som ofte må kombineres med andre tiltak for å tilfredsstille forsterkningsbehovet og gi et dekke som på lang sikt fungerer etter hensikten.

- **Vegens geometri.** De fleste forsterkningstiltak gir en smalere veg dersom en breddeutvidelse ikke inngår i forsterkningstiltaket. For smal veg er en mangel ved store deler av riks- og fylkesvegnettet i Norge. Tiltak som gjør en smal veg enda smalere, er som regel uønsket.
- **Sprekker og krakelering i vegdekket.** Forsterkningsarbeider bør ha som mål å hindre at sprekker og krakelering i det gamle dekket finnes igjen i form av refleksjonssprekker få år etter at forsterkningstiltaket er gjennomført. Dette innebærer at slike overbygninger ikke bør forsterkes med tette asfaltmasser uten at det i forsterkningen finnes et spenningsbrytende lag, at dekket freses som en del av dypstabiliseringen, eller at en form for armering inngår i forsterkningen. Hva slags typer sprekker det er og hvor store bevegelsene er gjennom året, blir da en viktig del av vurderingsgrunnlaget.

Behovet for tiltak knyttet til dreneringen og overvannshåndteringen må alltid vurderes i forbindelse med forsterkningsarbeider. Slike arbeider bør gjennomføres minst ett år før de øvrige tiltakene slik at grusmasser o.l. i overbygningen får tid til å dreneres ut og evt. setninger blir unnagjort.

## Del B: Forsterkningstiltak

### Omtalte forsterkningsmetoder

Tabellen nedenfor gir en enkel oversikt over de forsterkningstiltak som er beskrevet i Del B av forsterkningsveilederen. Beskrivelsen av arbeidene bygger på en inndeling av tiltak ut fra arbeidets art.

Tiltak	Beskrivelse	Merknad
1	Åpne sidegrøfter	Generelt tiltak for å bedre vegens bæreevne Aktuelt for de fleste veger
2	Lukket drenering	Generelt tiltak for å bedre vegens bæreevne Aktuelt for de fleste veger
3	Oppretting/fresing	Bedring av vegens tverrprofil og lengdeprofil Begrenset innvirkning på andre typer skader
4	Bituminøst varmblandet bærelag	Generelt tiltak for å øke dekkelevetiden Krever god tilgang på verksblandet masse til akseptabel pris
5	Bituminøst kaldblandet bærelag	Generelt tiltak for å øke dekkelevetiden Baseres ofte på mobil oppstilling av enkeltproduksjonsutstyr
6	Bærelagstabilisering (dypstabilisering)	Aktuell for bærelag av vannømfindtlige/tefefarlige materialer, bedring av vegens profil, fjerne risiko for refleksjonssprekker. Vegens totale oppbygning for øvrig må være OK.
7	Bærelag av penetrert pukk	Generelt tiltak for å bedre vegens bæreevne. Krever pukklag av jevn tykkelse, må kombineres med andre tiltak for å bedre vegens lengdeprofil.
8	Bærelag av forkilt pukk	Generelt tiltak for å bedre vegens bæreevne. Krever pukklag av jevn tykkelse, må kombineres med andre tiltak for å bedre vegens lengdeprofil.
9	Tørrstabilisering	Aktuelt for grusbærelag med ugunstig kornfordeling, bedring av vegens lengde- og tverrprofil
10	Utkilinger	Tiltak for å redusere ujevnt telehiv. Aktuelt å kombinere med andre tiltak, som f.eks. drenering og annen lokal masseutskifting
11	Kantforsterkning	Utbedringstiltak ved kantheng, langsgående sprekker o.l. Flere typer tiltak avhengig av omfang og skadeårsak.
12	Breddeutvidelse	Generelt utbedringstiltak for veg med for liten bredde, inkl. ekstra utvidelse i kurver. Er også et følgetiltak pga. andre forsterkningstiltak som ellers ville ha ført til smalere veg.
13	Armering med stålnett	Mest aktuelt for reduksjon av langsgående telesprekker

14	Asfaltarmering med plastnett	Ofte koblet til andre forsterkningstiltak, slik som breddeutvidelser, kantforsterkning, etc.
15	Armering av granulære lag	Omfatter armering med plastnett i granulære lag. Tiltaket er mest aktuelt for å sikre stabilitet og bæreevne i forbindelse med anleggsgjennomføring.
16	Masseutskifting	Kan omfatte alt fra masseutskifting av lokale partier til nesten nybygging av veg.
17	Masseutskifting i veg på myr	I tillegg til tradisjonell masseutskifting omfatter dette bruk av lette masser (EPS, skumglass og lettklinker) og andre tiltak som reduserer konsolideringen av materialene under vegkroppen

Figur B1 Forsterkningstiltak

Flere av de tiltak som er beskrevet i Håndbok V221 «Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger», er også aktuelle ved forsterkning av veger. De viktigste er:

- Bruk av motfyllinger/støttefyllinger, beskrevet i kap 1.2 i HB V221.
- Armering under fylling, beskrevet i kap 1.4 i HB V221.
- Armering ved breddeutvidelse, beskrevet i kap 2.0.9 i HB V221.
- Fylling av lette masser (EPS, lettklinker og skumglass), beskrevet i kap 2.4 i HB V221.
- Sikring av skråninger i jord mot erosjon og overflateglidning, beskrevet i kap 3.2 i HB V221.

Mange forsterkningsarbeider krever en kombinasjon av flere typer tiltak for å gi et tilfredsstillende resultat, avhengig av de skader som har oppstått og årsaken(e) til skadene.

Utbedring av ujevnt telehiv kan brukes til å belyse denne problemstillingen noe nærmere. Ujevnt telehiv kan opptre både i vegens lengderetning og tverretning. Det har stor negativ innvirkning på så vel vinterdriften og vegholders kostnader til vedlikehold av vegene som trafikantenes kjørekostnader, fremkommelighet, ulykkesrisiko og kjørekomfort.

Ujevnt telehiv kan være forårsaket av flere forhold. Noen av disse er:

- Variasjoner vegoverbygningens lagtykkelser og variasjoner i materialene telefarlighet, varmeledningsevne og/eller varmekapasitet. Dette inkluderer variasjoner som en følge av installasjoner i grunnen, hvorav etablering av stikkrenner er ett av de mest vanlige eksemplene.
- Naturlige variasjoner i materialene i grunnen, f.eks. med hensyn på materialenes telefarlighet og/eller permeabilitet.
- Variasjoner i strømming av vann gjennom grunnen, både som en følge av materialene i grunnen, variasjoner i omkringliggende terreng og på grunn av inngrep i naturen i form av anleggsveger, terrenggrøfter, etc. Variasjonene kan også ha mer «tilfeldige» årsaker ved at det f.eks. dannes vannårer i grunnen med til dels store variasjoner i vanngjennomstrømmingen i materialene.
- Variasjoner som skyldes utenforliggende forhold, som f.eks. smal veg med store brøytekanter som isolerer mot nedtrengning av frost.



Etablering av utkilinger, slik dette er beskrevet i Håndbok N200, er ett av flere tiltak for å få myke overganger mellom steder med og uten telehiv av betydning. En kombinasjon av lukket drenering og masseutskifting av telefarlig materiale på steder hvor telehivet er spesielt stort, er antagelig ett av de mest vanlige tiltakene. Det endelige valg av tiltak, evt. kombinasjon av tiltak må vurderes ut fra en vurdering av forholdene på stedet. Dette krever grunnundersøkelser med mindre årsaksforholdene er helt åpenbare.

De klimaendringer som er registrert i de siste årene, og som etter all sannsynlighet vil fortsette i de kommende år, vil bety at gjennomsnittlig frostmengde blir redusert. For vegger som er bygget i henhold til vegnormalenes krav, men uten frostsikring, vil dette generelt bety at man forventer å få mindre problemer med ujevnt telehiv på vegene. Dette vil imidlertid variere fra år til år og fra sted til sted.

Dersom f.eks. en veg har telefarlig grus i bærelaget og ikke telefarlige masser lenger ned i overbygningen, vil streng kulde tidlig på vinteren innebære at frosten raskt går gjennom bærelaget og dypere ned i vegfundamentet og i grunnen. Dette betyr at det i det telefarlige bærelaget dannes svært tynne islinser, noe som gir lite telehiv. En mildere vinter hvor frostfronten blir stående i ro i grusbærelaget, kan derimot gi store islinser i laget. Dette kan gi telehiv og svært dårlig bæreevne i teleløsningsperioden som en følge av overskudd av vann i det vannømfindtlige materialet nær vegdekket hvor påkjenningene fra trafikken er stor. Under ugunstige forhold kan derfor mildere vintre føre til mer telehiv og dårligere bæreevne i teleløsningsperioden. God kjennskap til forholdene på stedet er nødvendig for å velge riktig tiltak.

## B 1 Etablering/utbedring av åpne grøfter

### B 1.1 Beskrivelse av tiltaket

Fjerning av torvkanter langs vegkant, rensk av grøfter, rensk og fjerning av sedimenter i stikkrenner er regnet som driftstiltak og er ikke omtalt i denne veilederen. Grøftetiltak som et forsterkningstiltak vil bestå av etablering av nye grøfter eller utbedring på steder hvor tidligere arbeider har vært ufullstendig.

Etablering og utbedring av åpne grøfter er et generelt forsterkningstiltak som nesten alltid har en positiv innvirkning på vegens funksjonsegenskaper og dekkelevetid. Ved ethvert forsterkningstiltak bør det vurderes om det er behov for utbedring av overvannshåndtering og vegens drenering.

Det er en rekke steder hvor grøft mangler og skjæringskråningene går nesten helt inn til vegkanten. Etablering av ny grøft vil kreve tiltak på skråningene, enten ved at man tar ut masser i hele skråningens høyde, anvendelse av støttemurer eller ved at skråningen gjøres brattere. Brattere skråning krever tiltak for å unngå overflateerosjon og/eller utglidninger. De tiltak og krav som er beskrevet i Håndbok N200 kap. 24 gjelder også ved forsterkningsarbeider.



Behov for punktvis utbedring av grøft og grøfteskråning

*Figur B2 Manglende grøfter*



Smal veg, manglende grøft og tunge kjøretøy gir rask nedbrytning av vegen

Punktvis utbedring av overvannsgrøfter vil inkludere fjerning av fremstikkende fjell og store steiner som hindrer vannet å renne fritt i grøften, et tiltak som også fungerer som et trafiksikkerhetstiltak.

Hvor sidegrøftene er rettet mot overvannshåndtering og det finnes en fungerende lukket drenering på strekningen, skal grøftedybden være minst 40 cm under vegkant.

Hvor det ikke er lukket drenering, skal bunnen av grøften være minst 35 cm under underkant av forsterkningslaget. For mange veger vil dette tilsvare en dybde minst i størrelsesorden 1,0 meter under vegkant.

På nybygget veg skal grøften ha en horisontal bunn med bredde 50 cm, langs eldre veger har det vært mer vanlig å etablere sidegrøfter med V-formet bunn. Ved utforming av vegggrøften må man legge vekt på hvordan utformingen innvirker på trafikksikkerheten. Bratte grøfteskråninger og dyp åpen grøft med V-formet bunn er som regel uønsket med hensyn på trafikksikkerheten. Dype sidegrøfter kan utløse krav om rekkverk ut fra trafikksikkerhetskrav, se Håndbok N101 «Rekkverk og vegens sideområder».

Samtidig med en vurdering av behovet for etablering og/eller utbedring av åpne grøfter er det viktig å ha en grundig vurdering av stikkrennene på strekningen, både med hensyn til hvor det er etablert stikkrenner, dimensjoner og utforming av innløp og utløp.

## B 1.2 Grunnlagsinformasjon

En befaring for å få klarlagt nødvendig utbedringsbehov er en forutsetning for en tilfredsstillende planlegging av tiltak rettet mot åpne grøfter og stikkrenner. Forut for en slik befaring bør man ha en gjennomgang av vegstrekningen i ViaPhoto slik at man kan prioritere de steder hvor en befaring er viktig.

En vurdering av evt. dybde til fjell og hva slags løsmasser man har i grøfter og skråninger etter utbedring er en annen viktig del av grunnlagsinformasjonen og en forutsetning for riktig planlegging og god gjennomføring av tiltakene. Behovet for fjerning av oppstikkende fjell ved pigging eller sprengning vil være av stor betydning for både kostnader og gjennomføring av tiltaket. Den første tiden etter utbedring vil både skråninger og grøft i løsmasser være særlig utsatt for overflateerosjon fordi gammel vegetasjon kan være fjernet. Plastring eller andre tiltak for å redusere erosjon kan være nødvendig.

Det tredje forholdet som er viktig for et godt gjennomført tiltak, er å vurdere nedbørsmengdene for området og omkringliggende terreng med hensyn til avrenningsforhold. Et utbedret system for overvannshåndtering bør ha de samme krav til kapasitet og standard som for en nybygget veg. Dimensjonerende vannmengde er i Håndbok N200 øket med ca. 70 % i forhold til kravene i 2005-utgaven av Håndbok 018. Dette er en konsekvens av forventet økning i nedbørintensitet og på grunn av krav om større sikkerhet mot skader.

Utvidelse av grøfteprofilet vil ofte kreve en utvidelse av hele skjæringsprofilet. Klarlegging av nabogrenser blir da en viktig del av forarbeidene for tiltaket. I mange tilfeller kan grunnerverv gjennomføres ved minnelig ordning. Dermed unngår man en tidkrevende prosess med utarbeidelse og kommunalt vedtak av reguleringsplan med etterfølgende grunnerverv ved ekspropriasjon.

Etablering og utbedring av åpne grøfter kan komme i konflikt med eksisterende ledninger og kabler i grunnen. En klarlegging av hva som evt. finnes av slikt er derfor en viktig del grunnlagsinformasjonen for arbeidene. Man må i den forbindelse være oppmerksom på at mye av de opplysninger som finnes, har akseptabel informasjon med hensyn til ledningenes plassering i horisontalplanet, mens den vertikale plassering kan mangle eller ha grove feil.

### B 1.3 Planlegging av tiltaket

Et gjennomtenkt opplegg for håndtering av overvann og vann i grunnen er viktig for alle veger. Med unntak av gater i bymessige strøk vil åpne sidegrøfter for håndtering av overvann som regel være den rimeligste løsningen. Valget mellom dype åpne sidegrøfter eller lukket drenering for håndtering av vann i grunnen, avhenger av de stedlige forhold, slik som trafiksikkerhet og terrenget langs vegen.

Planleggingen må inkludere en vurdering av alle de forhold som influerer på vegens evne til å ivareta trafiksikkerhet, fremkommelighet og miljø. I tillegg til å lede vannet slik at man ikke får vann inn på vegen ved store nedbørmengder, må man vurdere en rekke andre forhold, slik som:

- Risiko for iskjøving inn på eller nær vegen.
- Vannavrenningen under snøsmeltingen om våren. Dette inkluderer hele vegens tverrprofil.

Uheldige løsninger for håndtering av overvann og vann i grunnen kan ofte forklares ved manglende oppmerksomhet overfor detaljer ved de valgte løsninger.



*Kult helt inn til vegkanten gir en grøft med liten hydraulisk kapasitet og liten plass for snø*

*Figur B3 Uheldig overvannshåndtering*



*Detaljene må vurderes nøye. Vanndam som følge av små dreneringshull i betongmur*

En del tiltak som vurderes for å bedre trafiksikkerheten, bør initiere en gjennomgang av evt. forsterkningsbehov for vegen. Dette gjelder ikke minst i forhold til løsninger som påvirker dreneringsforholdene og overvannshåndteringen. Utbedring av vegens sideterreng er viktig for både forsterkning av veg og for trafiksikkerheten. I noen tilfeller, slik som fjerning av fremstikkende bergnabber, er det godt samsvar mellom behovene. I andre tilfeller kan det være motstrid mellom behovene og man må finne løsninger som oppfyller begge kravene. En koordinering med trafiksikkerhetsinspeksjoner og planleggingen av trafiksikkerhetstiltak er en forutsetning for et tilfredsstillende totalresultat.

## B 1.4 Risikofaktorer, begrensninger



*Figur B4 Før vegetasjonen er godt etablert, er veggskråninger særlig utsatt for erosjon og utglidning*

Ved utbedring av åpne grøfter langs eksisterende veg vil det alltid være fristende å redusere kravene til grøftens utførelse, enten ved å etablere for grunne grøfter eller la skråningene være for bratte i forhold til materialene som blottlegges. Fjerning av vegetasjon på grøfteskråninger ved utvidelse av skjæringsprofilen som en følge av etablering av sidegrøft, gir skjæringssskråninger som kan være spesielt sårbare overfor erosjon og utglidning de første årene.

## B 1.5 Forventet resultat

Et godt planlagt og utført tiltak med etablering eller utbedring av eksisterende åpne grøfter, vil ha en levetid i størrelsesorden 40 – 50 år forutsatt tilfredsstillende grøfterensk. ROADEX-prosjektet har vist at et godt planlagt og gjennomført dreneringstiltak kan øke dekkelevetid på vegen med ca. 20 %. En forutsetning for en tilfredsstillende levetid for dreneringen og overvannshåndteringen er at driften av dreneringen og overvannssystemet er tilfredsstillende.

Etablering av dyp sidegrøft som utløser krav om rekkverk, har konsekvenser for kostnadene ved fremtidig grøfterensk, fjerning av torvkanter, etc.

## B 1.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

De fleste tiltak som er rettet mot drenering og overvannshåndteringen, vil i betydelig grad påvirke grunnvannstanden og andre sider ved fuktighetsforholdene i grunnen og i vegoverbygningen, slik at det oppstår setninger. Tiltaket skal derfor gjennomføres seinest ett år før øvrige utbedringstiltak, spesielt dersom dekkefornyelse inngår i tiltaket.

I Prosesskoden, Håndbok R761 er det første og fremst Prosess 41 som det er aktuelt å benytte.

Prosess 41.1 Åpne grøfter i løsmasser

Prosess 41.2 Åpne grøfter i kombinert løsmasse/berg (løsmassetykkelse  $\geq 0,3$  m)

Prosess 41.3 Åpne grøfter i berg (løsmassetykkelse  $< 0,3$  m)

Også Prosess 45 Stikkrenner/kulverter og Prosess 46 Kummer kan komme til anvendelse ved utbedring av sidegrøfter.

Det er viktig å velge tekniske løsninger som ikke øker risikoen for at løsmasser sedimenterer i stikkrenner eller kummer. Dersom dimensjonerende vannmengde i grøften er stor eller

grøften for bratt, vil det være nødvendig å gjennomføre erosjonsforebyggende tiltak. Dette er beskrevet i Prosess 47.7.

## B 2 Etablering av lukket drenering

### B 2.1 Beskrivelse av tiltaket

Gode løsninger for håndtering av overvann og vann i grunnen er viktig både ved bygging av og ved drift og vedlikehold av eksisterende vegger og gater. I noen tilfeller kan etablering av lukket drenering være et selvstendig forsterkningstiltak som er tilstrekkelig for å oppnå ønsket dekkelevetid og funksjonsegenskaper, men ofte gjennomføres en etablering av lukket drenering sammen med andre forsterkningstiltak.

Drenering i form av åpne dype sidegrøfter er normalt enklere og rimeligere enn etablering av lukket drenering. Åpne grøfter er også mer robuste enn lukket drenering med hensyn til å håndtere spesielle kapasitetsbehov ved flom, i tillegg er det enklere å ha oversikten over behovet for utbedring eller fornying. I mange tilfeller, f.eks. i mer bymessige strøk eller hvor terrengforholdene og/eller kravene til trafikksikkerhet gjør det nødvendig, må håndtering av vann i grunnen likevel baseres på lukket drenering.

Hovedregelen er at lukket drenering etableres frostfritt, det vil si at drensledningene legges dypere enn dimensjonerende frostdybde. En frostfri drensledning vil fungere hele året, også i teleløsningsperioden hvor det er særlig viktig å få ledet bort vannet fra smeltede islinser i og under vegoverbygningen slik at perioden med redusert bæreevne blir kortest mulig.

Drensledningene er som regel av betong eller plast. Betongrørene (uten pakning i skjøtene) slipper vann inn gjennom skjøtene, mens plastrør har spalteåpninger. Med regelmessig avstand knyttes drensledningene til kummer for inspeksjon og spyling for å tømme ledningene for sedimenter. Avstanden mellom kummene avhenger av de stedlige forhold, men er normalt 50 – 100 meter. Kummene utformes som sandfangkummer slik at slam o.l. ikke går videre i drenssystemet.

Et lukket drenssystem inkluderer avløpsledninger for bortledning av vannet, enten til infiltrasjon i grunnen, til en bekk eller elv, eller til terrenget hvor punktutslipp av vann ikke gjør noen skade eller er til ulempe for vegens naboer.

### B 2.2 Grunnlagsinformasjon

Etablering av lukket drenering medfører normalt ingen utvidelse av det arealet som vegen med tilhørende installasjoner legger beslag på. Vann fra lukket drenering må ha et tilfredsstillende avløp. Avløpet må utformes slik at det ikke gir noen ulemper eller risiko for skade på naboeiendom. En klarlegging av eiendomsforholdene på steder hvor avløp skal etableres, er derfor en viktig del av grunnlagsinformasjonen.

Valg av grøftetype, behovet for geotekstiler, valg av evt. filtermaterialer, samt plassering av kummer bestemmes bl.a. ut fra hva slags materialer det er i grunnen. En enkel vurdering av grunnforholdene, inkl. en vurdering av evt. dybde til fjell, er derfor en viktig del av grunnlagsinformasjonen.

Frostmengden og frostdybden på stedet må vurderes ut fra hovedregelen om at drensledningen skal ligge i frostfri dybde. Normalt baseres beregning av frostdybden på frostmengden med returperiode 10 år,  $F_{10}$ . For drensgrøfter som er plassert noe ut fra bar vegoverflate, gir dette som regel en ekstra sikkerhet mot gjenfrysing på grunn av snøens isolasjonsevne.

Etablering og utbedring av lukket drenering kan komme i konflikt med eksisterende ledninger og kabler i grunnen. En klarlegging av hva som evt. finnes av slikt er derfor en viktig del grunnlagsinformasjonen for arbeidene. Man må i den forbindelse være oppmerksom på at mye av de opplysninger som finnes, har akseptabel informasjon med hensyn til ledningenes plassering i horisontalplanet, mens den vertikale plassering kan mangle eller ha grove feil.

### B 2.3 Planlegging av tiltaket

Aktuelle løsninger ved planlegging av dreneringstiltak avhenger av om tiltaket bare er rettet mot drenering av vann i grunnen eller om tiltaket skal kombineres med et overvannsystem.

Ved forsterkning av veg vil det normalt ikke være noe alternativ å plassere drensgrøften under vegskulder. Den eneste aktuelle plassering er som regel i vegens sidegrøft. Bunnen av drensledningen skal være minst 35 cm under planum for vegoverbygningen. Ved tilstrømning av vann fra siden og gjennom sprekker i vegdekket i nedbørsrike perioder, innebærer dette at grunnvannstanden det meste av tiden er under planum i midten av vegen.

Som regel brukes det drensledninger av plast med innvendig diameter 100 mm eller av betong med innvendig diameter 150 mm. Normalt får man det rimeligste og enkleste resultat ved bruk av 100 mm plastrør med drens-spalter, men betongrør har en fordel ved at man kan bruke grovere steinmaterialer inn mot rørene. Dette kan f.eks. være en fordel for drensledninger i fjellskjæringer.

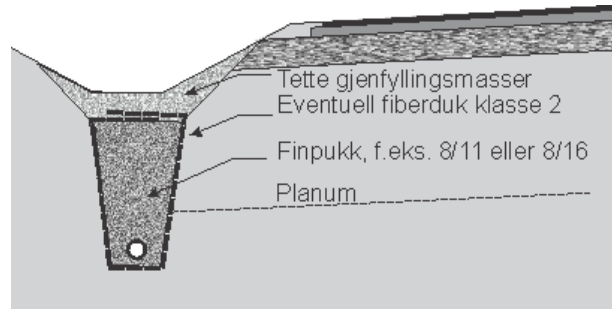
For å sikre best mulig permeabilitet mot drensledningen, samt unngå infiltrasjon av finstoff gjennom drens-spaltene og inn i drens-røret, bør drensledningen ligge i en grøft av finpukk. Behovet for fiberduk i grøften må vurderes ut fra filterkriteriene og massene i grunnen. Uavhengig av bruk av tetningssjikt eller ikke, bør det være god avstand mellom bunnen av overvannsgrøften og evt. fiberduk, bl.a. av hensyn til fremtidig grøfterensk.





Andrew Dawson: Water in Road Structures<sup>3</sup>

Figur B5 Drenering



Lukket drensgrøft med tetningssjikt for overvann

Ved drensledninger som går gjennom myrområder og hvor vannet inneholder fine, organiske partikler, har det i en del tilfeller vært benyttet vevd duk i stedet for fiberduk. Vevd duk vil som regel være bedre med hensyn til å holde seg åpen. Av hensyn til permeabiliteten over tid, bør man ikke bruke tykkere fiberduk enn bruksklasse 3 med mindre dette er påkrevet ut fra steinmaterialene mot fiberduken.

Ved lukket drenering bør bunnen av overvannsgrøften være minst 40 cm under høyden på vegkanten.

Etablering av lukket drenering kan normalt gjennomføres innen vegholders egne arealer. Grunnerverv er derfor som regel ikke nødvendig. Minnelige avtaler for punktutslipp av vann kan i enkelte tilfeller være nødvendig.

## B 2.4 Risikofaktorer, begrensninger

Det er få åpenbare og klare risikofaktorer ved etablering av lukket drenering forutsatt at arbeidene er planlagt og utført i henhold til gjeldende krav.

Dersom avløpet fra drensledninger går til infiltrasjon eller som punktutslipp i terrenget på steder hvor det ikke er bekk eller elv, kan det være en risiko for at utslippet påfører naboeiendommen en skade eller ulempe.

For sjelden slamtømming, samt manglende eller skader på dykkert ved utløp fra sandfang kan forkorte drens-systemets funksjonelle levetid. Ved etablering av lukket drenering har man øket omfanget av behovene for fremtidig drift og vedlikehold. Denne økningen er normal mer enn kompensert ved mindre behov på andre områder innen drift og vedlikehold, f.eks. som en følge av øket dekkelevetid.

<sup>3</sup> Andrew Dawson: Water in Road Structures. Movement, Drainage & Effects, Springer/COST 2009

## B 2.5 Forventet resultat

Et godt planlagt og utført tiltak for etablering av lukket drenering, bør ha en levetid i størrelsesorden 40 – 50 år. ROADEx-prosjektet har vist at et godt planlagt og gjennomført dreneringstiltak kan øke dekkelevetid på vegen med opp mot 20 %. En forutsetning for dette er at driften av dreneringen og overvannssystemet er tilfredsstillende.

## B 2.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Krav til drensledningenes dimensjoner og fall er som for ny veg, se kap 405.8 i Håndbok N200. I Prosesskoden, Håndbok R761 er det først og fremst Prosess 42 som det er aktuelt å benytte, f.eks.

- Prosess 42.1 Rørgrøfter i løsmasser
- Prosess 42.3 Rørgrøfter i berg (løsmassetykkelse < 0,3 m)
- Prosess 42.5 Avstivede grøfter
- Prosess 42.6 Ekstra utvidelse for kummer

Disse prosessene omfatter etablering av grøfter og gjenfylling etter at rørene er lagt og kummene er etablert. Det er lagt til rette for en ytterligere oppdeling av arbeidene gjennom diverse underprosesser, men normalt vil dette nivået være tilstrekkelig. Selve etableringen av ledninger og kummer (inkl. levering med utstyr) er beskrevet i følgende prosesser.

- Prosess 43.1 Drensledning
- Prosess 43.2 Overvannsledning
- Prosess 46.1 Sandfangkum
- Prosess 46.2 Hjelpesluk
- Prosess 46.6 Kombinert kum
- Prosess 46.7 Spesialkum

Også for disse prosessene er det i prosesskoden lagt til rette for en ytterligere oppdeling av arbeidene gjennom diverse underprosesser, men normalt vil dette nivået være tilstrekkelig.

Ofte vil etablering av lukket drens system bli utført samtidig med en opprusting og /eller endring av overvannssystemet. Dette kan bl.a. innebære et behov for tiltak for å unngå fremtidige erosjonsskader.

## B 3 Oppretting/fresing og nytt dekke

### B 3.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket omfatter oppretting med verksblandet varm asfalt, gjerne i kombinasjon med planfresing av eksisterende dekke etterfulgt av legging av nytt slitelag for å oppnå tilfredsstillende tverrprofil og jevnhet i vegens lengderetning. Et ikke tilfredsstillende lengdeprofil kommer som regel til uttrykk ved høye IRI-verdier, men tiltaket har også som mål å fjerne/reducere svanker og andre lokale ujevnheter.

Et tverrprofil med tverrfall i samsvar med kravene er viktig for både trafiksikkerhet (utforkjøring, møteulykker, risiko for vannplaning, etc.) kjørekomfort og vannavrenning. I tillegg til selve avviket fra kravene til tverrfallet bør man legge vekt på å fjerne brå endringer som ikke samsvarer med vegens kurvatur. Tiltaket kan også bli initiert av ensidig breddeutvidelse ved at vegens midtlinje blir forflyttet.

### B 3.2 Grunnlagsinformasjon

En viktig del av grunnlagsinformasjonen får man av resultatene i ViaPPS Analyse. Dette omfatter den generelle oversikt over avvik i tverrfall, samt en nøye vurdering av variasjonene i tverrprofilet over strekningen. Tiltaket kan optimaliseres (mengden planfresing og mengde masse til oppretting) med hensyn tverrprofilet ved hjelp av rapportene i ViaPPS Analyse. Dersom man skal kombinere dette med behov for tiltak med hensyn på vegens lengdeprofil, må man gjennomføre egne vurderinger i tillegg. Dette er foreløpig ikke en del av ViaPPS Desktop og ViaPPS Analyse.

Planfresing forutsetter at det ikke er armeringsnett av stål på det arealet og i den dybden som skal freses. Også en del geonett medfører store problemer for fresing. En viktig del av forarbeidene består derfor av å innhente informasjon om det er armering i asfaltdekket på de steder av vegen hvor planfresing er aktuelt. Det er lagt til rette for å registrere armeringsnett i NVDB, men dataene er mangelfulle (høsten 2013).

Dersom planfresing inngår i arbeidene, er det en viss risiko for at tiltaket kan berøre eksisterende kabler i de bituminøse lagene. Denne risikoen kan øke dersom teknikken med «mikrotrenching» blir mer vanlig enn den er i dag. Det må vurderes hvorvidt tiltaket kan berøre eksisterende kabler i veg.

### B 3.3 Planlegging av tiltaket



*Figur B6 Veg på myr. Ujevn veg som følge av setninger. Oppretting og nytt slitelag er sjelden den beste løsningen. Mer omfattende tiltak er nødvendig.*

Et tilfredsstillende resultat for dette tiltaket forutsetter at vegdekkets levetid og vegbredden er tilfredsstillende, men hvor tverrfallet på hele eller deler av strekningen avviker fra kravene og/eller vegens lengdeprofil ikke er tilfredsstillende.

Dersom det eksisterende vegdekket har krakelering eller andre sprekker av betydning, må man forvente at sprekkeene også kommer i det nye dekket etter få år.

### B 3.4 Risikofaktorer, begrensninger

Dersom vegens tverrprofil har svært store avvik fra ønsket profil, kan det være nødvendig med mer omfattende tiltak. Planfresing og oppretting med varmblandet asfalt kan gi unødige store kostnader i forhold til oppnådd resultat av tiltaket. Det samme gjelder store avvik i vegens lengdeprofil.

Metoden er ikke særlig egnet til å utbedre kantskader som skyldes dårlig bæreevne i deler av vegfundamentet, bratte sideskråninger eller smale vegskuldre. En befaring av strekningen vil også avdekke hvorvidt avvik i tverrprofilet skyldes utglidninger av vegkant. Under slike forhold kan tykke opprettingslag av asfalt medføre en risiko for at skadeutviklingen blir større som en følge av større vekt på et ustabil underlag. Håndbok R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger har krav om at *dersom total asfalttykkelse på kortere vegstrekninger avviker fra tykkelsen på tilstøtende veg med mer enn 0,4 meter, skal det foretas geotekniske undersøkelser.*

Tiltaket vil normalt ha liten innvirkning på ujevnt telehiv. Under slike forhold vil vegdekket ha høye IRI-verdier på seinvinteren/våren, økningen er i samme størrelsesorden som før utbedringstiltaket.

### B 3.5 Forventet resultat

Dersom man forutsetter et opprettingslag med tykkelse 2,0 cm og et nytt slitelag med tykkelse 3,0 cm, vil tiltaket gi en økning i overbygningens Bærelagsindeks og Styrkeindeks i størrelsesorden 15. En slik økning ville man normalt forvente at gir en vesentlig økning i dekkelevetiden. Analyser av tilstandsutviklingen før og etter et dekketiltak av denne type, viser ofte at økningen i dekkelevetiden ikke er så stor som økningen i indeksverdier skulle tilsi. Noe av årsaken til dette kan være at de bituminøse lagene i overbygninger har krakelering og sprekker som gir en reduksjon i materialenes lastfordelingskoeffisient.

Den største effekten av tiltaket er på trafikksikkerhet, kjørekomfort og fremkommelighet for trafikken på grunn av bedringen i vegens geometri.

### B 3.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Det er ingen spesielle forhold ut over det som gjelder for ordinære asfaltkontrakter. Kravene i Konkurransesgrunnlag for asfaltarbeider, del D1 kap 2.4 «Utførelse» må gjøres gjeldende. Dersom det er mulig, bør planfresing utføres noen dager før legging av asfalt. Dersom planfresing utføres kort til før utlegging av asfaltlag, kan det være støv på frest overflate med den følge at det stedvis blir dårlig klebing mellom ny og gammel asfalt. Feiing av frest areal vil ofte ikke være tilstrekkelig til å fjerne alt støvet. Klebing må utføres særlig omhyggelig. Tilfredsstillende klebing kan også kontrolleres ved uttak av borkjerner for testing som beskrevet i prEN 12697-48.

Tiltaket kan innebære at det på lokale partier legges ut asfalt i store tykkelser totalt. Dersom totaltykkelsen er for stor, må opprettingen utføres i flere omganger. Tykkelsen på hvert enkelt lag bør ikke overstige det som er angitt nedenfor:

Ab 16, Agb 16, Ag 16            Maks lagtykkelse 70 mm

Ab 11, Agb 11, Ag 11            Maks lagtykkelse 50 mm

Blant annet som en følge av varierende lagtykkelser bør det vurderes å sette krav om at en av valsene skal være gummihjulsvals. (evt. kombinert slett- og gummihjulsvals). Gummihjulsvalsen bør ha en hjullast på minst 1,0 tonn.

Tiltaket inkluderer normalt legging av asfalt i tynne lag som er spesielt utsatt for nedkjøling. Arbeidene bør i så fall ikke utføres seint om høsten eller i regnvær. Arbeidene bør ikke utføres dersom lufttemperaturen er mindre enn +5°C og det bør ikke ha vært frost i løpet av foregående natt. Ved sterk vind bør minimumstemperaturen ved utlegging økes til +10°C.

## **B 4 Bituminøst, varmblandet bærelag**

### **B 4.1 Beskrivelse av tiltaket**

Tiltaket omfatter i hovedsak utlegging av nytt bærelag av Asfaltert grus eller Asfaltert pukk på eksisterende vegdekke, samt nytt bituminøst slitelag. Valg av vegdekke avhenger av trafikkforholdene, miljøkrav og andre forhold på vegen.

Svært ofte vil dette tiltaket være kombinert med andre utbedringstiltak, som f.eks. utbedring av svanker, kantforsterkning, breddeutvidelse o.l. Tiltaket er aktuelt på veger med grusdekke og gammelt bituminøst dekke. Dersom eksisterende vegdekke er krakelert eller har andre former for bæreevnerelaterte sprekker, kan utvikling av refleksjonssprekker forsinkes ved at nedre del av nytt bærelag består av asfaltert pukk, Ap 16 eller Ap 22. For å ha forventet effekt bør tykkelsen på dette laget være 8,0 cm eller mer.

### **B 4.2 Grunnlagsinformasjon**

Viktige deler av grunnlagsinformasjonen kommer fra tilstandsmålingene med ViaPPS. Dette omfatter først og fremst spor og jevnhetsmålinger. I tillegg bør andre typer resultater fra målingene vurderes nøye. Dette inkluderer rapporten over sprekker i vegdekket og en gjennomgang av vegens tverrprofil. Ved vurdering av andelen spekker må man ta hensyn til dekkets alder. Man må være oppmerksom på at nylig utført dekkefornyelse kan skjule alvorlige problemer i vegoverbygningen.

Det er en forutsetning at forventet dekkelevetid for eksisterende veg vurderes ut fra tilstandsutvikling over minst fem år, helst over flere år. For en konkret vurdering av forsterkningsbehovet for en strekning, vil tilstandsutviklingen basert på 90/10-verdiene for spor og jevnhet slik dette fremkommer i PMS, ofte ikke være nøyaktig nok. Som regel vil man få et bedre grunnlag for vurdering av dekkelevetid ved å basere beregningene på gjennomsnittsverdier for delstrekninger med lengde ca. 100 meter, inndelingen må da være tilpasset steder for dekketiltak og andre variasjoner.

For smale veger med beskjeden trafikk er dekkelevetid beregnet på grunnlag av årlige endringer i spor og jevnhet ofte ikke den tilstandsparameter som bestemmer vegdekkets faktiske levetid. For disse vegene blir vurdering av kantskader, krakelering og andre sprekker mer viktig.

Tiltaket kan innebære at vegen heves i størrelsesorden 10 cm eller mer. Dette kan utløse behov for heving av rekkverk. Tilstanden og høyden på rekkverk hvor slikt finnes, er dermed en del av nødvendig grunnlagsinformasjon. En samordning med trafikksikkerhetsinspeksjoner og planlegging av trafikksikkerhetstiltak er viktig.

### **B 4.3 Planlegging av tiltaket**

Et tilfredsstillende resultat forutsetter at dimensjoneringen av tiltaket er i samsvar med behovet. Dette innebærer som regel at tiltaket må differensieres ut fra vegens tilstand og tilstandsutvikling. Tiltaket er godt egnet ved sporutvikling på grunn av dårlig bæreevne, dårlige materialer i toppen av vegen.

Et tiltak bestående av nytt bærelag og dekke på eksisterende veg vil normalt gi en reduksjon i vegbredden. Dersom tiltaket består av 6 cm bærelag og 4 cm nytt vegdekke, vil vegbredden bli redusert med ca. 40 cm. Den viktige forutsetning er dermed at vegen har tilstrekkelig bredde til å tåle slik reduksjon uten at dette er negativt for trafikksikkerhet og fremkommelighet. De fleste veger med behov for forsterkning er så smale at tiltaket må kombineres med breddeutvidelse.

For enkelte veger med liten trafikk kan det som et alternativ, bli nødvendig å vurdere om man bør etablere møteplasser og omgjøre vegen fra veg med to kjørefelt til veg med ett kjørefelt.

De mest aktuelle varme verksblandede massetyper til bærelag er

Asfaltert grus, Ag 16 eller Ag 11

Asfaltert pukk, Ap 16 eller Ap 11

Ved utlegging i tykke lag kan grovere massetyper også være aktuelle, som f.eks. Ag 22 og Ap 22. Disse massetyperne krever imidlertid større aktsomhet mot risikoen for separasjon i massene. Anbefalinger med hensyn til tykkelse til de enkelte lagene som legges ut, er som vist i Figur B7. Dersom det planlagte bærelaget har en tykkelse som er større enn det som er vist i figuren, bør massene legges ut i flere lag.

Massetype	Min tykkelse	Maks tykkelse
Ag 11	20 mm	50 mm
Ag 16	25 mm	80 mm
Ap 11	30 mm	50 mm
Ap 16	35 mm	80 mm

Figur B7 Bærelagstykkelser

Dersom tykkelsen på asfaltlagene på vegen før forsterkning ikke er for stor og dekket er sterkt krakelert, evt. at bærelaget består av telefarlig grus e.l. (f.eks. som en følge av mislykket legging av fast dekke på gammel grusveg) kan det være aktuelt å fjerne det gamle asfaltdekket før utlegging av nytt bærelag. Vurdering av gjenbruk av fresemassene bør være en del av planleggingen.

Kap E 1.4 i Håndbok N100, Veg- og gateutforming, har krav til stigningsforhold for avkjørsler. Disse kravene bør i størst mulig grad overholdes ved forsterkning av veg. En heving av vegbanen vil dermed kreve en vurdering av eksisterende avkjørsler langs vegen.

#### B 4.4 Risikofaktorer, begrensninger

Tiltaket med bituminøst, varmbladet bærelag og nytt asfaltdekke er et velegnet forsterkningstiltak dersom vegen generelt sett er underdimensjonert i forhold til trafikkbelastningen og er uten problemer som krever spesielle utbedringstiltak.

Forsterkning med varmblandet bituminøst bærelag er ofte et kostbart alternativ som krever en nøye planlegging. Strekingen som skal forsterkes, må inndeles i delstrekinger med lik tilstandsutvikling og ensartet forsterkningsbehov. Ved forsterkning med bituminøse bærelag er både behovet for og mulighetene ved differensierte tiltak større enn ved flere av de andre forsterkningstiltakene som er beskrevet.

Mange veger med forsterkningsbehov har skader og egenskaper som krever en kombinasjon av flere forskjellige utbedringstiltak. Uten en helhetlig vurdering av de forskjellige utbedringstiltakene, er det en risiko for at man ikke får den forventede nytte av forsterkningen.

#### **B 4.5 Forventet resultat**

Forutsatt at forsterkningstiltaket er riktig dimensjonert og utført, bør man kunne forvente en dekkelevetid etter utbedring i størrelsesorden 10 – 25 år avhengig av trafikkmengden på stedet.

#### **B 4.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket**

Ved planlegging av forsterkningstiltak er Statens vegvesens PMS-program velegnet til å beskrive tiltaket. Vanlige krav i Håndbok N200 Vegbygging og Håndbok R761 Prosesskode 1 bør anvendes for arbeidene.

Forsterkning av veger behandles ofte som mindre utbedringstiltak. Ved tradisjonell dekkefornyelse er mange av kravene til arbeidene beskrevet i Rapport 2505 fra Teknologidivisjonen, Vegdirektoratet. I den forbindelse er det viktig å være oppmerksom på at en del av kravene i Rapport 2505 er utarbeidet for vedlikehold av vegdekker. Dersom kravene skal anvendes for forsterkningstiltak, vil det være nødvendig å begrense kravene til de krav som er anvendbare for det aktuelle tiltaket, evt. å utarbeide justerte krav som er funksjonelle for forsterkningstiltak.

Forsterkning med varmblandet asfalt er mindre væravhengig enn mange andre forsterkningstiltak. Det er likevel viktig å legge vekt på at tiltaket ikke bør utføres tidlig om våren dersom det fortsatt er telehiv på vegen, eller seint om høsten under ugunstige værforhold. Den gamle regel om minst + 5°C lufttemperatur ved utlegging og ikke frost natten før, bør håndheves. Ved lufttemperatur under +10°C, spesielt dersom det også er sterk vind, bør arbeidene tilrettelegges slik at lokal avkjøling før dekket er ferdig komprimert, unngås. Det må ikke være fritt vann på underlaget ved utlegging.

Også ved legging på underlag av granulære materialer er det ugunstig for kvaliteten dersom arbeidene foregår i regnvær eller i kaldt vær. Man må være oppmerksom på at det er det første asfaltlaget som legges ut, som får de påkjenninger som er mest kritiske for dekkelevetiden og som gir størst risiko for initiering av krakelering og sprekker. Det er også det første laget som det i ettertid er vanskeligst å få utbedret. Når muligheten er til stede, bør man vurdere å bygge veger hvor nedre bærelag består av Asfaltbetong lagt under gunstige vær- og arbeidsforhold.



## B 5 Bituminøst, kaldblandet bærelag

### B 5.1 Beskrivelse av tiltaket

Begrepet «Bituminøst, kaldblandet bærelag» er et samlebegrep som omfatter flere typer bitumenstabiliserte bærelag. Felles for de masstyper som er beskrevet i dette kapitlet, er at massene er produsert i et produksjonsanlegg utenfor vegområdet. Produksjonsanlegget kan være alt fra ordinære stasjonære asfaltverk til enkle mobile anlegg.

I 1980-årene ble det i Norge utført en del forsterknings- og utbedringsarbeider ved blanding av steinmaterialer og bituminøse bindemidler i produksjonsanlegg på veg. Denne type produksjon (Midland Mix Paver o.l.) er ikke beskrevet i dette kapitlet.

Bituminøse kaldblandede bærelag og vegdekker er beskrevet både i Håndbok N200 Vegbygging og i veiledningen Håndbok V250 Kalde bitumenstabiliserte bærelag. De viktigste av masstypene er vist i Figur B8 nedenfor.

Masstype	Håndbok N200		Håndbok V250
	Bærelag	Vegdekke	
Emulsjonsgrus, Eg og Emulsjonsgrus, tett, Egt	Punkt 523.25, masstypen Eg	Punkt 633.1, masstypen Egt	Kap 2.2
Emulsjonspukk	Punkt 523.26, masstypen Ep		Kap 2.5
Skumgrus, Sg og Asfaltskumgrus, Asg	Punkt 523.27, masstypen Sg	Punkt 633.2, masstypen Asg	Kap 2.3
Gjenbruksasfalt <sup>1)</sup>	Punkt 651.2, masstypen Gja		Kap 2.6

1) Gjenbruksasfalt som i Håndbok N200 bare er kort omtalt, er en fellesbetegnelse for kald gjenvinning på veg, kald gjenvinning i verk og varm gjenvinning i verk

Figur B8 *Masstyper til bituminøse kaldblandede bærelag*

Bituminøse, kaldblandede bærelag kan bestå av både masser som er tilført utenfra, produsert i verk og lagt ut, og av oppgraving/fresing av eksisterende bærelag hvor massene transporteres til et mellomlager med et produksjonsanlegg for innblanding et bindemiddel, hvoretter massene legges tilbake og komprimeres. I begge tilfeller anbefales det at de gamle asfaltmassene (vegdekke og evt. bituminøst bærelag) fjernes ved fresing. Det er normalt ønskelig at fresemassene tilbakeføres på vegen i form av knust asfalt som et midlertidig dekke, evt. i form av gjenbruksasfalt.

### B 5.2 Grunnlagsinformasjon

Dersom det gamle asfaltlaget skal freses bort for å sikre et drenerende underlag og en god «fortanning» mellom lagene, må man klarlegge tykkelse og variasjoner i tykkelse til det gamle asfaltlaget, f.eks. ved bruk av georadar.

Valg av skumbitumen eller bitumenemulsjon som bindemiddel avhenger blant annet av finstoffinnholdet i materialene som skal kaldblandes. Bruk av bitumenemulsjon krever et finstoffinnhold i tilslagsmaterialene mellom 1 og 6 %, mens skumbitumen kan anvendes ved finstoffinnhold som er mellom 2 og 20 %. Grundige vurdering av finstoffinnholdet i steinmaterialene, inklusive variasjoner i finstoffinnholdet, er derfor helt nødvendig for å oppnå et tilfredsstillende resultat.

### **B 5.3 Planlegging av tiltaket**

Metoden er godt egnet ved oppgradering av lavtrafikkerte veger med dårlig bæreevne eller ved rehabilitering av en overbygning i dårlig forfatning, f.eks. med dårlige materialer i bærelaget.

Håndbok V250 gir en god beskrivelse av de forundersøkelser som kreves i forbindelse med gjennomføring av forsterkningstiltak. Dette inkluderer tillaging av prøver for vurdering av bindmiddeldekning og indirekte strekkstyrke for å vurdere materialets lastfordelingskoeffisient. For emulsjonsgrus inngår også en bestemmelse av maksimal mengde emulsjon i massen ut fra optimalt vanninnhold.

Kaldblandede bærelag gir en begrenset økning i vegoverbygningens styrkeindeks. Man må derfor vurdere om den forventede økning samsvarer med vegens forsterkningsbehov. Hvis ikke, må tiltaket kombineres med andre tiltak for å oppnå ønsket effekt.

På veger med dårlig bæreevne og lav trafikk bør slitelaget være fleksibelt. Mykasfalt og gjenbruksasfalt er de mest aktuelle dekketyperne. Dersom Agb benyttes som slitelag, må man vurdere å bruke et mykere bindemiddel enn det som er mest vanlig for Agb.

Høyt fuktighetsinnhold har en negativ innvirkning på egenskapene til kaldproduserte bituminøse masser. God drenering er derfor en forutsetning for et godt resultat ved bitumenstabilisering. Dette kan ivaretas ved at det bitumenstabiliserte bærelaget legges på et drenerende lag av pukk eller kult. Pukk 22/63 i tykkelse 200 mm eller pukk 22/90 i tykkelse 300 mm kan fungere som et slikt drenerende lag.

Under ellers like forhold vil emulsjonsgrus gi høyere kostnader enn kostnadene ved produksjon og utlegging av skumgrus. Risikoen for feilslag ved produksjon, transport og utlegging av emulsjonsgrus er større enn for skumgrus. Begge disse forholdene har ført til at emulsjonsgrus har liten anvendelse ved forsterkning av veg i Norge i dag.

### **B 5.4 Risikofaktorer, begrensninger**

Ved bruk av bitumenemulsjon som bindemiddel må summen av vann i emulsjon og i tilslagsmaterialer være innenfor de grenser som er beskrevet i Håndbok V250. For høyt vanninnhold kan føre til ustabile masser i lang tid.

Innholdet av finstoff har stor innvirkning på brytningen av bitumenemulsjon. Variasjoner i finstoffinnholdet kan derfor være uheldig for sluttresultatet ved produksjon og utlegging av emulsjonsgrus. For langsom brytning kan føre til avrenning av ubrutt emulsjon, for rask

brytning kan gjøre massen vanskelig å legge ut og komprimere. Ikke minst ved transport fra produksjonssted til utlegging kan avrenning av ubrutt emulsjon være et problem.

Emulsjonsgrus med rasktbrytende emulsjon er bearbeidbar etter brytning dersom det benyttes et mykt basisbindemiddel, V3000 eller mykere, men dette kan være ugunstig for massens stabilitet og lastfordelende evne.

Den første tiden etter utlegging kan kaldblandende masser med emulsjon eller skumbitumen gå fullstendig i oppløsning dersom de utsettes for kraftig regnvær. Det er derfor viktig å legge en beskyttende forsegling for å unngå dette. Forseglingen kan være enkel overflatebehandling.

Kaldblandede masser med bitumenemulsjon eller skumbitumen bør ikke utføres som høstarbeid. Spesielt asfaltskumgrus trenger en tid under trafikk før første vinter for å binde seg og oppnå tilstrekkelig styrke til å motstå frost og brøyting. Overflaten bør forsegles så snart som mulig. Trafikken vil normalt føre til en etterkomprimering av massene. Det bør benyttes et foreløpig dekke, med et permanent dekke etter 2–3 år.

### **B 5.5 Forventet resultat**

Det er gjennomført relativt få undersøkelser for å klarlegge hva man bør forvente av øket dekkelevetid ved forsterkning med bituminøst, kaldblandet bærelag.

### **B 5.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket**

Skumgrus vil ut fra produksjonsanlegget ha et utseende som fuktig grus, litt mørkere enn grus uten bindemiddel. Det meste av bindemiddelet forekommer som små bitumendråper finfordelt i masse. Etter utlegging og komprimering vil bindemiddelet, takket være et aktivt vedheftningsmiddel, fukte steinoverflatene og danne en bindemiddelfilm på steinene. Massen vil få et mørkere utseende, men overflaten på steinmaterialet vil ikke bli helt dekket av bindemiddel. En optimal komprimering vil være gunstig for en raskere og mer fullstendig bindemiddeldekning. Den «knaende» effekten av komprimering med gummi-hjulsvals vil også være positiv for bindemiddeldekningen.

Enkle, rimelige løsninger forutsetter at man utnytter de materialer som er tilgjengelig på en best mulig måte. Dersom man f.eks. har et bærelag av samfengte materialer 0/120 med noe for høyt finstoffinnhold, kan man få et godt resultat ved å splitte materialet i 0/16 som stabiliseres og legges ut som et øvre bærelag på et drenerende nedre bærelag av 16/120.

Som basisbitumen ved produksjon av skumasfalt er 330/430 og V12000 de mest aktuelle grader. Håndbok V250 gir anbefalinger med hensyn til mengden restbindemiddel som funksjon av finstoffinnholdet i massen.

For kaldstabiliserte bituminøse masser er det utarbeidet egne regler for proporsjonering, ved tillaging kondisjonering og testing av prøveklosser i laboratoriet. Dette er beskrevet i Kap. 4 i Håndbok V250. Det anbefales at dette gjøres gjeldende for arbeidene. Det samme gjelder krav til entreprenørens kvalitetssikring, som er beskrevet i Håndbok V250, Kap. 7.

## B 6 Bærelagstabilisering (dypstabilisering)

### B 6.1 Beskrivelse av tiltaket

Arbeidene omfatter i hovedsak følgende prosesser:

1. Dersom total asfalttykkelse er mer enn 5–6 cm, bør det meste av eksisterende asfaltdekke freses av i en egen operasjon, frest materiale transporteres til mellomlager. Gjenværende del av asfalt bør være ca. 2,0 cm.
2. Det må vurderes om det er behov for fjerning av torvkanter o.l. som en egen oppgave forut for tørrfresingen.
3. Tørrfresing. Gjenværende del av eksisterende asfaltlag og bærelaget av granulære materialer tørrfreses i en total dybde som er ca. 5 cm dypere enn planlagt stabiliseringsdybde.
4. Vegprofilet rettes opp vha. veghøvel, inkl. vanning og lett komprimering. Dersom eksisterende bærelag har et høyt innhold av finkornige materialer eller det på annen måte er behov for å korrigere korngraderingen, kan man legge ut et lag av puk, f.eks. i sorteringen 4/32 eller 8/32. Mengden tilført materiale bestemmes ut fra stabiliseringsdybde og ønsket endring i materialets kornfordeling. Vanlig mengde er 5–7 cm ukomprimert masse.
5. Fresing og anriking/stabilisering. Bindemiddelet tilsettes som en del av freseprosessen, både skumbitumen og bitumenemulsjon er aktuelt.
6. Ny justering av tverrprofilet ved hjelp av veghøvel, med tilhørende komprimering av det stabiliserte laget.
7. Utlegging av et foreløpig vegdekke. Dette bør legges minimum 3 dager, maksimum 8 dager etter stabiliseringen. I tiden frem til utlegging av foreløpig dekke bør det på strekningen være spesielle hastighetsbegrensninger, maks 30 km/t.

Valget mellom skumbitumen eller bitumenemulsjon til stabilisering/anriking bestemmes normalt ut fra mengden finstoff i de massene som skal stabiliseres. Bitumenemulsjon krever normalt et lavt finstoffinnhold i massene, ved bruk av skumbitumen kan finstoffinnholdet være høyere. Siden metoden primært benyttes på masser som er telefarlige på grunn av for høyt finstoffinnhold, er bitumenemulsjon lite benyttet ved stabilisering.

Mengden restbindemiddel som tilsettes, avhenger av formålet med tilsetningen. Det skilles mellom anriking og stabilisering.

#### 1 Anriking.

Ved anriking er formålet med tilsetningen å binde tilstrekkelig av massens finstoff slik materialets telefarlighet og vannømfintlighet blir redusert. Mengden restbindemiddel i massen vil normalt være i størrelsesorden 1,5 %. Vegens sommerbæreevne er den samme som før tiltaket. (På kort sikt, tilsynelatende dårligere enn før tiltaket.)

#### 2 Stabilisering

Ved stabilisering skal restbindemiddelet i den stabiliserte massen minst være 3,0 %. Optimal bindemiddeltilsetning bestemmes ved tillaging av prøveklosser som etter en nærmere beskrevet kondisjonering testes for indirekte strekk, jfr. reglene i Håndbok V250. Disse resultatene omregnes til en antatt lastfordelende evne for materialet.

## B 6.2 Grunnlagsinformasjon

Før man velger et forsterkningstiltak med fresing og anriking/stabilisering er det en rekke forhold som bør være klarlagt.

- Man må ha kunnskap om asfalttykkelsen og variasjoner i asfalttykkelse. Til dette kan målinger med georadar benyttes. Dersom man er rimelig sikker på at tykkelsen varierer lite, kan punktvis bestemmelse av tykkelse ved uttak av borkjerner være en raskere og enklere løsning.
- Man må ha oversikt om tiltaket berører armering, stålnett eller plastnett, i eksisterende veg. Dersom armering finnes på strekningen i en dybde som berøres av fresingen, må dette fjernes ved oppgraving før fresearbeidene starter. Fresing er uforenlig med de fleste typer armeringsnett.
- Risiko for stor stein i de massene som skal freses, må vurderes. Stor stein i grusmassene har stor innvirkning på metodens egnethet, både med hensyn til fremdrift og kostnader til utskifting av fresetenner. Også til denne type vurdering kan bruk av georadar være et mulig hjelpemiddel.
- Det er behov for en god oversikt over grunnlaget for forsterkningsbehovet. Et godt resultat forutsetter at telefarlighet og/eller vannømfintlighet i bærelaget er den dominerende årsak til dårlig bæreevne og at en stabilisering av disse massene er tilstrekkelig til at vegens bæreevne blir tilfredsstillende. Slik oversikt vil normalt inkludere både nedbøyningsmålinger med fallodd og oppgraving for å klarlegge lagtykkelser og materialeegenskaper. Ved bruk av fallodd vil en krumningsfaktor, se del A av rapporten, være en viktig indikator for vurdering av mulig nytte av bærelagstabilisering.
- Bærelagstabilisering kan berøre eksisterende kabler i grunnen. En klarlegging av hva som evt. finnes av slikt er derfor en viktig del grunnlagsinformasjonen for arbeidene. Man må i den forbindelse være oppmerksom på at mye av de opplysninger som finnes, har akseptabel informasjon med hensyn til ledningenes plassering i horisontalplanet, mens den vertikale plassering kan mangle eller ha grove feil.

## B 6.3 Planlegging av tiltaket

Metoden er spesielt godt egnet der man har et telefarlig og/eller ustabil bærelag men hvor overbygningen totalt sett har den nødvendige tykkelse. Grunnen til dette er at man får en forbedring av materialkvaliteten ved tilsetning av bituminøst bindemiddel, noe som til en viss grad bidrar til total styrke av overbygningen. Ved ustabil bærelag kan det være aktuelt å forbedre egenskapene ved tilsetning av pukk i egnet sortering og med en mengde som er tilpasset materialene i bærelaget og stabiliseringsdybden.

En fordel ved metoden er at man stabiliserer eksisterende materialer i overbygningen. Man får i liten grad en heving av vegen, med tilhørende reduksjon av vegbredden. Dette innebærer at det ikke er behov for breddeutvidelse dersom vegen for øvrig har tilfredsstillende bredde. Denne fordelene reduseres noe dersom man ønsker å tilføre nye materialer for å forbedre steinmaterialets kornfordeling i forbindelse med stabiliseringen.

Dersom det er aktuelt å fjerne deler av vegdekket før stabilisering, vil anvendelsen av fresemassene være en viktig del av planleggingen. Noen ganger er det riktig å transportere

fresemassene til et godkjent mellomlager for en fremtidig anvendelse andre steder. Som regel er det mer optimalt å bruke massene på samme forsterkningsprosjekt, enten som et foreløpig dekke av knust asfalt eller i form av gjenbruksasfalt ved tilsetning av nytt bindemiddel.

Ut fra materialene i bærelaget må forsterkningstiltaket dimensjoneres med hensyn på stabiliseringsdybde og tilsetning av bindemiddel, type og mengde, i massen. Dette inkluderer en vurdering av hva som er realistisk å forvente/kreve av materialets og tiltakets ytelse. Krav til materialets ytelse vil normalt baseres på bestemmelse av indirekte strekkstyrke eller på bestemmelse av E-modul ved triaksialforsøk.

#### **B 6.4 Risikofaktorer, begrensninger**

Risikofaktorene ved dette tiltaket følger av beskrivelsen av nødvendig grunnlagsinformasjon over. Stor stein i bærelaget er kanskje det forholdet som i størst grad har begrenset anvendelsen av metoden.

#### **B 6.5 Forventet resultat**

Ved fresing og stabilisering får materialene en løs lagring sammenliknet med materialene som i lang tid har ligget under trafikk. Komprimering pakker materialene sammen til en viss grad, men som regel på langt nær som godt som man fikk med flere års trafikk. Av den grunn vil verken vegdekkets jevnhet som nylagt eller tilstandsutviklingen de første årene etter utførelse være spesielt god. Man må forvente at man først får full nytte av stabiliseringen etter at nytt slitelag legges noen år etter at stabilisering er utført. Av samme grunn vil et foreløpig vegdekke av mykasfalt eller overflatebehandling gi den beste løsningen totalt sett.

Dersom man skal vurdere effekten av stabiliseringstiltaket ved hjelp av f.eks. nedbøyningsmålinger, er det viktig å gjennomføre nedbøyningsmålingene tidligst ett år etter at tiltaket er gjennomført. En sammenlikning av resultater før tiltak gjennomføres med målinger umiddelbart etter tiltaket er gjennomført, vil tilsynelatende gi en reduksjon i vegens bæreevne.

Ved dypstabilisering kan man anta at lastfordelingskoeffisienten kan øke fra 0,75 til 1,75 forutsatt en indirekte strekkstyrke  $> 100$  kPa, resp. E-modul  $> 580$  MPa. Større lastfordelingskoeffisient kan legges til grunn dersom dokumentasjonen ved proporsjonering tilsier dette.

Ved anriking slik at finstoffet bindes og materialet ikke er telefarlig, vil lastfordelingskoeffisienten øke fra 0,75 til 1,0. Fresedybde er tykkelsen av det stabiliserte laget; inklusiv eventuelt tilsatt materiale. Ved en fresedybde på 12 cm er økningen av materialets bidrag til indeksverdi på beskjedne  $12 \cdot (1,0 - 0,75) = 3$ . Ofte vil det øverste laget med telefarlige/vannømfindtlige materialer i en overbygning være bestemmende for overbygningens totale forsterkningsbehov. Dersom man under disse forhold kan regne med at lagskillet som bestemmer forsterkningsbehovet senkes til underkant av det stabiliserte

materialet, blir økningen i indeksverdi i størrelsesorden 12. Hvorvidt dette er tilstrekkelig i forhold til det totale forsterkningsbehovet, blir da en egen vurdering.

## B 6.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Håndbok V250 gir anbefalinger med hensyn til valg av basisbitumen ut fra årsmiddeltemperaturen på stedet.

Krav til entreprenørens kvalitetssikring er beskrevet i Håndbok V250, Kap 7. Det anbefales at dette gjøres gjeldende for arbeidene. Ved bærelagstabilisering kan det være vanskelig å oppdage om dyser for bindemiddelpåsprøyting helt eller delvis er tette. Dette bør følges spesielt opp slik at man ikke stedvis får store avvik fra tilsiktet bindemiddelinhold i massen.

Kap 2.4 Utførelse i Del D1 av Konkurransesgrunnlag for asfaltarbeider har en omfattende og detaljert beskrivelse av krav til utførelse ved bærelagstabilisering.

Prosesskoden har følgende prosesser som kan være aktuelle for disse arbeidene:

- 55.41 Bærelag av emulsjonsgrus, Eg
- 55.43 Bærelag av skumgrus, Sg
- 55.44 Bærelag av bitumenstabilisert grus, Bg

Man må være oppmerksom på at prosessene over er omtalt helt uavhengig av produksjonsmetode. Både produksjon i verk og bærelagstabilisering ved fresing dekkes av prosessene. Prosesskoden har ingen fullstendig standard beskrivelse av de aktuelle arbeider som inngår. Man må derfor legge vekt på å få en fullstendig og dekkende tekst i Spesiell beskrivelse. For noen fylker finnes det aktuelle beskrivelser i tiltaksbanken i PMS 2010.

For kaldstabiliserte bituminøse masser er det utarbeidet egne regler for proporsjonering, ved tillaging kondisjonering og testing av prøveklosser i laboratoriet. Dette er beskrevet i Kap. 4 i Håndbok V250. Det anbefales at dette gjøres gjeldende for stabiliseringsarbeider. For arbeider anriking, hvor lavere bindemiddeltilsetning inngår, kan man vurdere en enklere form for proporsjonering. Det anbefales også å sette krav til entreprenørens kvalitetssikring, f.eks. slik det er beskrevet i Håndbok V250, Kap 7.

Ved bærelagstabilisering, spesielt ved bruk av skumbitumen, anbefales det å bruke gummihjulvals til komprimering, gjerne i kombinasjon med slettvals. Hjulvekten bør være minst 1,0 tonn.

## B 7 Bærelag av penetrert pukk

### B 7.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket består i utlegging av pukk, f.eks. sorteringen 22/63, i en gitt tykkelse. Materialet bør legges ut med en pukkutlegger for å oppnå riktig lagtykkelse med minst mulig separasjon av massene. Etter utlegging og komprimering bindes pukklaget av ved utsprøyting av bituminøst bindemiddel, f.eks. mykbitumen V12000 tilsatt aktivt vedheftningsmiddel. Etter avbinding forkiles pukklaget med finpukk, knust asfalt eller asfaltert grus. Etter utført forkiling og komprimering legges det ut et dekke av varmblandet eller kaldblandet asfalt.

Et bærelag av penetrert pukk er permeabelt. Dette bidrar til en bedre drenering av underliggende lag i vegoverbygningen og dermed forkorter perioden med særlig dårlig bæreevne i teleløsningen. For å oppnå full effekt av dette, bør et evt. gammelt asfaltdekke fjernes, fortrinnsvis ved fresing for gjenbruk på anlegget.

### B 7.2 Grunnlagsinformasjon

Det settes relativt strenge krav til det pukkmaterialet som skal legges ut og penetreres. Det er særlig viktig at steinene er uten belegg av finstoff som reduserer bindingen mellom steiner og utsprøytet bindemiddel. God kjennskap til de materialer som skal benyttes, er derfor en forutsetning for å være trygg på resultatet.

Et bærelag av penetrert pukk og nytt dekke vil normalt medføre en heving av veggen og en smalere veg. Metodens egnethet forutsetter derfor at veggen tåler å bli smalere, evt. at tiltaket kombineres med en breddeutvidelse.

### B 7.3 Planlegging av tiltaket

Penetrert pukk er beskrevet Håndbok N200. Det er beskrevet tre varianter av penetrert pukk avhengig av lagtykkelsen. Penetrert pukk med lagtykkelse 100 mm er mest vanlig.

Penetrert pukk er først og fremst aktuelt på større forsterkningsarbeider, arbeider i størrelsesorden 1000 m<sup>2</sup> og mer. Et godt resultat krever at arbeidene utføres av mannskap som har erfaring med denne type arbeider. Kravene til størrelse på arbeidene og til mannskap med erfaring med slike arbeider har vært en begrensende faktor for denne type arbeider i store deler av landet.

En viktig suksessfaktor for penetrert pukk er at pukklaget legges ut jevnt og i foreskrevet tykkelse. Bruk av pukkutlegger er som regel nødvendig.

### B 7.4 Risikofaktorer, begrensninger

Hovedmaterialet av ensgradert pukk krever en god avbinding i toppen for å være stabilt. Dette innebærer at materialer ikke bør være så ensgradert og grovt at utsprøytet bindemiddel havner i bunnen av pukklaget, samtidig må utlagt materiale ikke gi en for tett overflate som hindrer bindemiddelet i å trenge tilstrekkelig ned i pukklaget.



For å ha tilfredsstillende stabilitet er det viktig at det er samsvar mellom pukkestørrelse og lagtykkelse. Dette innebærer at penetrert pukkk ikke er et alternativ dersom det er vanskelig å unngå at tykkelsen på laget varierer. Lagtykkelsen bør ikke variere mer enn  $\pm 20\%$  fra prosjektert tykkelse.

En tredje risikofaktor er belegg av finstoff på overflaten til de grovere steinene. Selv små mengder belegg hindrer en tilfredsstillende kontakt mellom bindemiddel og steinoverflate og er svært uheldig for egenskapene til laget av penetrert pukkk.

### B 7.5 Forventet resultat

Med en lastfordelingskoeffisient på 1,5 gir penetrert pukkk med lagtykkelse 10 cm et bidrag til indeksverdi på 15. Mulig effekt av bedre drenering av evt. underliggende, telefarlige lag i teleløsningsperioden, er vanskeligere å vurdere.

### B 7.6 Viktige elementer ved gjennomføring av tiltaket

Arbeider med Penetrert pukkk er beskrevet i Håndbok R761 Prosesskode 1 under Prosess 55.3 Bærelag av penetrert pukkk, Pp. Det er lagt til rette for å beskrive arbeidene under denne prosessen samlet, eller oppsplittet i underprosessene 55.31 levering, utlegging og komprimering av hovedsorteringen og 55.32 levering og utsprøyting av bituminøst bindemiddel, samt levering, spredning og komprimering av forkilingsmateriale.

Prosesskoden legger til rette for at valg av pukksortering, mengden og type utsprøytet bindemiddel, samt materiale til forkiling skal inngå i Spesiell beskrivelse. Det bør i Spesiell beskrivelse presiseres at steinmaterialene skal oppfylle kravene i NS-EN 13043 «Tilslag for bituminøse masser og overflatebehandling for vegger, flyplasser og andre trafikkarealer».

I samsvar med de krav som er angitt i Håndbok N200, bør maksimalt tillatt overkorn og underkorn for hovedmaterialet være 15 %, dvs. graderingskategori  $G_c$  85–15. Av hensyn til stabiliteten av laget med penetrert pukkk må materialet ikke være for ensgradert. At materialet er tilstrekkelig grovt ivaretas av at standarden har krav om minst 1 % overkorn, i tillegg bør man vurdere å sette krav på mellomsikt, f.eks. kategori  $G_{20/15}$ . For pukkk 22/63 betyr dette at gjennomgangen på 45,0 mm siktet skal minst være 20 %, maksimalt 70 %, gjennomgangen skal ikke avvike mer enn 15 % fra leverandørens deklarererte verdi. For forkilingsmaterialet av finpukkk kan man tillate 20 % underkorn, dvs. graderingskategori  $G_c$ 85–20.

For begge pukkmaterialetene bør finstoffandelen maksimalt være 1 %, dvs. kategori  $f_1$ . Selv om det i NS-EN 13043 ikke er lagt til rette for det, bør det presiseres at finstoff ikke skal forekomme som belegg på de grovere steinene, slik det er angitt i Håndbok N200. I en del tilfeller har det også vært satt krav om at både hovedsortering og forkilingsmateriale skal være vasket materiale. Tidligere var det også vanlig å sette krav om at vinterproduserte steinmaterialer ikke kunne anvendes. Disse forholdene kan man til en viss grad fange opp ved å stramme inn kravet til finstoffandelen til maksimalt 0,5 %, dvs. kategori  $f_{0,5}$ .



Utlegging av grovpukk med pukkutlegger      Ikke for mye, ikke for lite forkilingsmateriale  
*Figur B9      Penetrert pukk, foto: Kai Frode Solbakk, Statens vegvesen*

Helt eller delvis tette dyser på sprøyterampen er en vanlig kilde til dårlig utførelse, det samme gjelder feilstilte dyser. Det er viktig at denne delen av arbeidene følges nøye opp. Entreprenøren må dokumentere at avviket for prosjektert utsprøytet bindemiddel ikke avviker mer enn  $\pm 15\%$  noe sted, supplert med en oppfølging fra byggherren. Det bør også kontrolleres at nedtrengningen av bindemiddelet er tilnærmet like stor alle steder, i størrelsesorden 40 til 60 % av lagtykkelsen.

## B 8 Bærelag av forkilt pukkk

### B 8.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket består i utlegging av pukkk, f.eks. sorteringen 22/63, i en gitt tykkelse. Materialet bør normalt legges ut med en pukkkutlegger. Etter utlegging og komprimering forkiles pukkklaget med finpukkk, knust asfalt eller asfaltert grus. Etter utført forkiling og komprimering legges det ut et dekke av varmblandet eller kaldblandet asfalt.

Et bærelag av forkilt pukkk er permeabelt. Dette har den fordel at det vannet som i teleløsningsperioden smelter ovenfra, har mulighet for å bli drenert ut gjennom pukkklaget og dermed forkorte teleløsningsperioden med særlig dårlig bæreevne. For å oppnå full effekt av dette, bør et evt. gammelt asfaltdekke fjernes, fortrinnsvis ved fresing for gjenbruk på anlegget.

### B 8.2 Grunnlagsinformasjon

Det settes relativt strenge krav til det pukkkmaterialet som skal legges ut og penetreres. Det er særlig viktig at materialene har god kornfordeling, kornform og mekanisk styrke. God kjennskap til de materialer som skal benyttes, er derfor en forutsetning for å være trygg på resultatet.

Et bærelag av forkilt pukkk og nytt dekke vil normalt medføre en heving av vegen og en smalere veg. Metodens egnethet forutsetter at vegen tåler å bli smalere, evt. at tiltaket kombineres med en breddeutvidelse.

### B 8.3 Planlegging av tiltaket

Forkilt pukkk er beskrevet i Håndbok N200. Det er beskrevet tre varianter avhengig av lagtykkelsen. Forkilt pukkk med en lagtykkelse 100 mm er mest vanlig.

Grundig vurdering av de steinmaterialer som skal anvendes, er en viktig del av forarbeidene.

### B 8.4 Risikofaktorer, begrensninger

Hovedmaterialet av pukkk 22/63 må være stabilt etter komprimering. Dette innebærer at materialene ikke er for ensgraderte. Mekanisk styrke må være tilstrekkelig til at materialene ikke knuses under komprimering.

For å ha tilfredsstillende stabilitet er det viktig at det er samsvar mellom pukkkstørrelse og lagtykkelse. Dette innebærer at forkilt pukkk ikke er et alternativ dersom det er vanskelig å unngå at tykkelsen på bærelaget varierer. Lagtykkelsen bør ikke variere mer enn  $\pm 20\%$  fra prosjektert tykkelse.

Valg av forkilingsmaterialet må harmonere med materialet i hovedsorteringen og mengden på være tilpasset grovheten i pukkklagets overflate. Både for stor og for liten mengde til forkiling er svært uheldig for lagets stabilitet. Av samme grunn må mengden forkilingsmateriale ikke variere over arealet. Det er viktig at forkilingen ikke fungerer som et avrettingslag.

Et godt resultat krever at arbeidene utføres av mannskap som har erfaring med denne type arbeider. Forkilt pukkk krever god håndverksmessig utførelse. Hvis ikke er det en risiko for at laget er ustabil og kan gi spor og «vaskebrett» i asfaltlaget over.

### **B 8.5 Forventet resultat**

Med en lastfordelingskoeffisient på 1,25 gir forkilt pukkk med lagtykkelse 10 cm et bidrag til indeksverdi på 12,5. Mulig effekt av at man får bedre drenering av evt. underliggende, telefarlige lag i teleløsningsperioden, er vanskeligere å vurdere.

### **B 8.6 Viktige elementer ved gjennomføring av tiltaket**

Arbeider med Forkilt pukkk er beskrevet i Håndbok R761 Prosesskode 1 under Prosess 54.3 Bærelag av forkilt pukkk, Fp. Det er lagt til rette for å beskrive arbeidene under denne prosessen samlet, eller oppsplittet i tre underprosesser avhengig av hvilke materialer som skal brukes. Det er viktig å påse at forholdet mellom lagtykkelse og materialenes sortering er som beskrevet i Håndbok N200.

I samsvar med de krav som er angitt i Håndbok N200, bør maksimalt tillatt overkorn og underkorn for hovedmaterialet være 20 %, dvs. graderingskategori  $G_c$  80–20 i NS-EN 13242. Av hensyn til stabiliteten av laget med forkilt pukkk må materialet ikke være for ensgradert. At materialet er tilstrekkelig grovt, ivaretas av at standarden har krav om minst 1 % overkorn, i tillegg bør man vurdere å sette krav på mellomsikt, f.eks. kategori  $GT_c$  20/15. For pukkk 22/63 betyr dette at gjennomgangen på 45,0 mm siktet skal minst være 20 %, maksimalt 70 %, gjennomgangen skal ikke avvike mer enn 15 % fra leverandørens deklarete verdi. For forkilingsmaterialet av finpukkk kan man tillate 20 % underkorn, dvs. graderingskategori  $G_c$  80–20.

I tillegg til entreprenørens kontrollplan bør byggherren følge arbeidene nøye opp. Dette omfatter kvaliteten til de pukkk-sorteringer som anvendes, utlagt tykkelse, komprimering og mengden avstrøingsmateriale.

## B 9 Tørrstabilisering

### B 9.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket består i tørrfresing av dekke og bærelag, etterfulgt av justering av vegens profil, deretter utspredding og nedfresing av pukk. Bærelaget vannes og komprimeres. Etter komprimering legges det et nytt dekke, evt. et foreløpig dekke, av f.eks. Mykasfalt.

Tiltaket bør først og fremst betraktes som utbedringstiltak hvor det er behov for å bedre vegens tverr- eller lengdeprofil, eller hvor krakelering eller andre dekkeskader er så omfattende at en tradisjonell reasfaltering kan gi en uakseptabel kort dekkelevetid.

### B 9.2 Grunnlagsinformasjon

Vegdekkets tilstand, inklusive hva man kan forvente av variasjoner i total asfalttykkelse, må kartlegges. Basert på tidligere kartlegging eller nye oppgravingsprøver må grusbærelagets korngradering og behovet for justering av bærelagets sammensetning fastsettes.

Kartleggingen inkluderer også vegoverbygningens lagtykkelser og materialer, inklusive klassifisering av materialene i grunnen. Tørrstabilisering vil ofte bli gjennomført sammen med dreneringstiltak. En kartlegging av eksisterende drencsystem og behov for tiltak på dette området blir dermed en viktig del av den totale kartleggingen.

### B 9.3 Planlegging av tiltaket

Tiltaket gir en beskjeden heving av vegens høyde. Dette innebærer at tiltaket er egnet på smale veger hvor det ikke kan aksepteres å få en enda smalere veg.

Hvorvidt tørrstabilisering kan utføres i ett kjørefelt om gangen, eller om hele vegbredden bør stabiliseres samlet, avhenger av vegens totale bredde og av behovet for justering av vegens tverrprofil og lengdeprofil.

Ved dette tiltaket vil oppfrest asfalt bli blandet inn i grusbærelaget under. Dette må man ta hensyn til når man vurderer mengde og type pukk som legges ut før innfresing.

### B 9.4 Risikofaktorer, begrensninger

Tørrstabilisering bør primært betraktes som et tyngre vedlikeholdstiltak på veger med beskjeden trafikk hvor kantskader, krakelering og andre dekkeskader reduserer dekkelevetiden.

Tørrstabilisering fjerner risikoen for refleksjonssprekker i slitelaget og det reduserer risikoen for skader på grunn av vannømfintlige eller telefarlige masser umiddelbart under asfaltdekket. Ut over dette gir tiltaket et beskjedent bidrag til vegoverbygningens styrkeindeks. Dersom man antar at det tilførte materialet gir en økning i bærelagets tykkelse på 5 cm og at nedfresing av pukk berører de øverste 10 cm av et vannømfintlig bærelag, vil man få at tiltaket gir en økning i overbygningens styrkeindeks i størrelsesorden 10. Dette inkluderer et nytt dekke av Mykasfalt i tykkelse 4 cm.

Den beskjedne økningen i overbygningens styrkeindeks innebærer at total overbygningstykkelse, overbygningens drenering etc. må være tilfredsstillende for at man skal oppnå forventet resultat av tiltaket.

Tørrstabiliseringen innebærer at de freste materialer får en løsere struktur. Komprimeringen, enten det er med gummihjulsvals eller med vibrasjonsvals, vil normalt ikke klare å pakke materialene sammen i like stor grad som man oppnår ved hjelp av flere års trafikk. Av den grunn må man forvente at sporutviklingen de første 1 – 2 år etter stabilisering er noe større enn den var før tørrstabilisering. Av samme grunn bør man vente minst 1 – 2 år før man f.eks. vurderer effekten av stabiliseringen ved hjelp av nedbøyningsmålinger med fallodd.

### **B 9.5 Forventet resultat**

Tradisjonelle dekketiltak i form av oppretting og nytt slitelag vil som regel få sprekker etter få år dersom underlaget har sprekker eller krakelering av betydning. Slike refleksjonssprekker kan man unngå ved tørrstabilisering.

Metoden er først og fremst aktuell på smale veger med beskjeden trafikk hvor spordannelse sjelden er bestemmende for dekkelevetiden. Tiltaket forventes derfor å gi forlenget dekkelevetid til tross for at det normalt ikke gir noen tydelig reduksjon i sporutviklingen.

### **B 9.6 Viktige elementer ved gjennomføring av tiltaket**

Arbeidsgangen ved tørrstabilisering kan kort beskrives i følgende punkter.

- Fresing av dekke og bærelag, normal fresedybde er 10 – 15 cm.
- Ved hjelp av veghøvel justeres vegens tverr- og lengdeprofil.
- På avrettet underlag legges det ut pukk, f.eks. i sorteringen 16/45 i en mengde på ca. 130 kg/m<sup>2</sup>.
- Utspredd pukk freses ned i grusbærelaget, fresedybde 10 – 15 cm totalt.
- Profilet finjusteres med veghøvel, og bærelaget komprimeres med tilhørende vanning.
- På veger med ÅDT mindre enn 300 kan man tillate at vegen åpnes for trafikk i noen dager før dekkelegging.
- Nytt vegdekke, f.eks. Ma 11, legges ut i tykkelse 4 cm, og komprimeres på vanlig måte.

## B 10 Utkilinger

### B 10.1 Beskrivelse av tiltaket

Etablering av utkilinger er først og fremst aktuelt på steder hvor man har overganger mellom ikke telefarlige og telefarlige materialer i grunnen og hvor eksisterende veg ikke er bygget med tilstrekkelig frostsikring. Det kan også være aktuelt å bruke utkilinger hvor materialene i grunnen er vidt forskjellig med hensyn til setninger og deformasjonsegenskaper, men dette er mindre aktuelt som et forsterkningstiltak på en veg som har ligget under trafikk i mange år.

Ved bygging av ny veg er det ikke krav om utkiling dersom stikkrennen ligger under dimensjonerende frostsikringsdybde. Når en stikkrenne under frostdybden skal skiftes ut og det ikke skal etableres utkilinger, må man ha et trygt opplegg for at alle materialer som graves opp under arbeidet, lagres adskilt uten noen form for sammenblanding slik at de kan legges tilbake slik de var før utskiftingen. I tillegg må det ikke være noen risiko for at kravene om ensartede forhold ikke var godt nok ivaretatt den gangen den gamle stikkrennen ble etablert. Hovedkonklusjonen er derfor at utkiling må vurderes uavhengig av om stikkrennen er plassert i eller under dimensjonerende frostsikringsdybde når en stikkrenne skal etableres/skiftes ut som en del av forsterkning av en veg.

Etablering av utkilinger mot faste konstruksjoner som f.eks. brokar, evt. i kombinasjon med setningsplater, ansees som en utbedring av feil utførelse ved nybygging, og er ikke en del av denne veilederen.

Krav til utkilinger ved overgangen mellom telefarlige og ikke telefarlige materialer i grunnen er beskrevet i Kap 5 i Håndbok N200. Ved en antatt frostsikringsdybde på 1,8 meter og en total overbygningstykkelse på 0,8 meter, vil utkilingen med helning 1:25 (veg med skiltet hastighet 80 km/t) gi en utkiling med lengde 25 meter. På gang- og sykkelveger vil kravet være utkiling med helning 1:10, det vil si at lengden av utkilingen blir 10 meter under de samme forutsetninger.

### B 10.2 Grunnlagsinformasjon

Data over ujevnt telehiv er for de fleste fylker registrert i Nasjonal vegdatabank som vegobjekttype 290 under Vedlikehold. De fleste av telehivene er knyttet til stikkrenner. Dataene i NVDB omfatter i alt ca. 6400 telehiv, men langt de fleste inneholder ingen angivelse av størrelsen på telehivet eller informasjon om årsaken til ujevnt telehiv. Dette må baseres på informasjon fra lokalkjente personer.

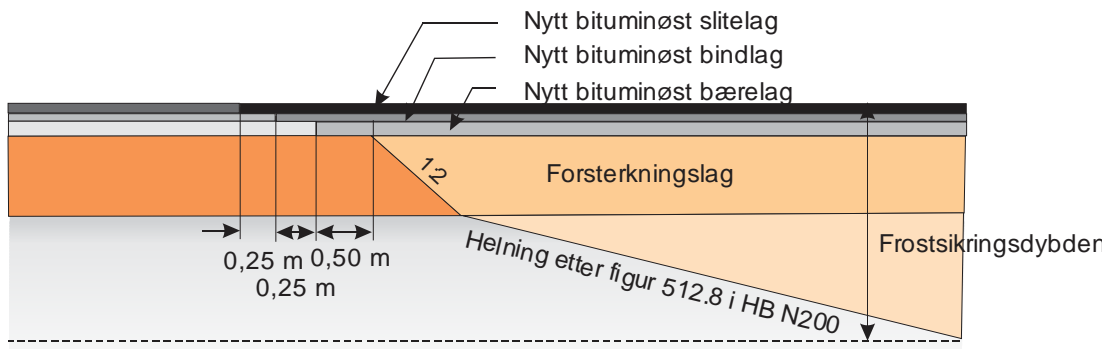
Hvorfor det er behov for å etablere utkilinger på et sted, vil i mange tilfeller være åpenbart. Noe vanskeligere kan det være å vurdere hvorvidt utkilinger aleine gir et tilfredsstillende resultat, eller om tiltaket må kombineres med andre arbeider. En vurdering av grøfter, omkringliggende terreng og dreneringsforholdene på stedet er en viktig del av grunnlaget.

Hvis det ikke fra før foreligger tilfredsstillende dokumentasjon av materialene i grunnen og i overbygningen, samt lagtykkelser i overbygningen, bør grunnundersøkelser gjennomføres.

Variasjoner i dybde til fjell kan ofte være en kilde til ujevnt telehiv. Behovet for å kartlegge dette, kan dermed være en viktig del av grunnlagsinformasjonen. Til dette kan georadar være et godt verktøy som gir data for hele vegarealet, ikke bare enkeltpunkter.

### B 10.3 Planlegging av tiltaket

Første trinn i planleggingen er å klarlegge hvorvidt utkiling aleine er det aktuelle tiltak for å redusere omfanget og størrelsen av ujevnt telehiv, eller om dette må kombineres med utbedring av dreneringen, andre tiltak for å senke grunnvannstanden og avskjæring av strømming av vann gjennom jord, eventuelt også mer omfattende masseutskifting.



Figur B10 Utkiling

Detaljer ved etablering av utkiling er vist i Figur B10 over. Figur B10 forutsetter at forsterkningslaget i eksisterende veg består av ikke telefarlige materialer. Dersom forsterkningslaget helt eller delvis består av telefarlige lag, bør også forsterkningslaget ha utkiling. Materialvalg og lagtykkelser ved tiltak for å redusere ujevnt telehiv bør følge de generelle regler som gjelder for masseutskifting av vegoverbygning.

### B 10.4 Risikofaktorer, begrensninger

Forutsatt riktig materialvalg og god utførelse er det få risikofaktorer og begrensninger som kan føre til et ikke tilfredsstillende resultat. Det mest vanlige problemet er mangelfull komprimering av de tilførte materialer slik at etterkomprimering finner sted. Behovet for ny fresing av buttskjøter, oppretting og nytt slitelag vil da være nødvendig.

### B 10.5 Forventet resultat

Riktig planlagt og utført arbeid med etablering av utkilinger vil normalt ha en levetid som er like lang som vegoverbygningens levetid.



## B 11 Kantforsterkning

Kap 4.5 i del A av denne rapporten gir også en beskrivelse av viktige forhold ved planlegging og gjennomføring av kantforsterkning.

Behovet for kantforsterkning er stort på det norske vegnettet. Behovet er størst på det sekundære vegnettet, men også mange regionale veier med stor og tung trafikk har alvorlige kantskader som krever utbedring.

På store deler av det sekundære vegnettet er kjørebanebredden og/eller skulderbredden så liten at tradisjonell kantforsterkning ikke løser problemene. Breddeutvidelse er nødvendig. Dette er beskrevet i kap B12.



Stabil skråning av kult med helning 1:2 eller bedre hjelper lite dersom problemet er et svakt vegfundament



«Lurvekant» som skyldes dårlig bæreevne i materialet umiddelbart under dekket.

*Figur B11 Kantskader*

Asfaltskuldre bør ha fast underlag over hele dekkebredden og avsluttes minst 0,25 fra vegkant for å unngå at mindre biter av asfaltdekket brekker av som en følge av lokalt manglende fasthet i underlaget. I denne veiledningen brukes ikke begrepet «kantforsterkning» om utbedring av denne type kantskade.

### B 11.1 Beskrivelse av tiltaket

Kantforsterkning er i prinsippet et samlebegrep for flere typer utbedringstiltak hvor dekkeskadene er særlig store langs vegkanten. Behovet for kantforsterkning kan komme til syne på flere måter:

- Sporutviklingen er merkbart større i ytre hjulspor enn i indre hjulspor.
- Kantheng, det vil si et stort «tverrfall» fra ytre hjulspor og ut til vegkant.
- Omfattende sprekkedannelse, ofte til dels store langsgående sprekker nær vegkant.
- Høydeforskjeller over sprekker i vegdekket er som regel trafikkfarlige og kan være et signal om alvorlig risiko for utglidning.

Valg av utbedringstiltak vil i stor grad avhenge av årsaken(e) til skaden.

- I en vegskjæring hvor sporutviklingen i ytre hjulspor er vesentlig større enn i indre hjulspor, kan etablering av lukket drenering være et aktuelt tiltak. Hvorvidt drenering alene er tilstrekkelig, eller om det må kombineres med andre forsterkningstiltak, må vurderes spesielt.
- Svakere vegfundament i de ytre deler av vegens tverrprofil kan også være et resultat av tidligere breddeutvidelser av mer tvilsom karakter. Under slike forhold vil masseutskifting eller annen form for opprusting av ytre del av tverrprofilet være en nødvendig del av utbedringstiltaket.
- Bratte fyllingskråninger og/eller manglende vegskuldre kan gi utglidninger med trafikkfarlige langsgående sprekker. Slakere sideskråninger eller etablering av støttefyllinger kan være aktuelt.

Ved masseutskifting er det som regel viktig å vurdere om man kan unngå fremtidige skader ved å redusere påkjenningene på materialene i grunnen, f.eks. ved å benytte lette masser som lettklinker, skumglass, evt. lettfylling med EPS. Slike vurderinger krever en grundig analyse av skadeårsak og skadens alvorlighet. Også bruk av armeringsnett av stål eller plastnett kan være aktuelt ved kantforsterkning, men dette må som regel brukes sammen med andre typer utbedringstiltak.

For veg på fylling kan det være nødvendig med relativt tunge og kostbare tiltak. Dette kan være alt fra flytting av veglinja slik at kjørebanelen kommer i større avstand fra vegkanten slik at massene på utsiden av vegen fungerer som en tilstrekkelig stor støttefylling, til bygging av en forstøtningsmur eller masseutskifting med stabile, lette masser på ytre del av vegen.

## B 11.2 Grunnlagsinformasjon

Det er nødvendig med inngående kjennskap til vegens oppbygging (overbygning og underbygning) dersom man skal være sikker på at det valgte tiltak gir forventet forsterkning og økning av dekkelevetiden.

I tillegg til den generelle vurdering av kantskadene og mulige årsaker til disse, kan det være behov for flere former for undersøkelser, f.eks.

- Nedbøyningsmålinger med fallodd, målt i midten av vegen og i ytre hjulspor, evt. også utenfor ytre hjulspor.
- Fastsettelse av variasjoner i vegfundamentets oppbygging ved hjelp av georadar.
- Oppgravingsprøver for fastsettelse av lagtykkelse og materialeegenskaper over vegens tverrprofil.
- En kontroll av vegens dreneringsforhold, inkl. tilstanden til evt. lukket drenering.

Resultatene fra oppgravingsprøver vil i seg selv gi et godt grunnlag for vurdering av årsaken(e) til kantskader og de kan medvirke til at man får et bedre og sikrere vurdering av nedbøyningsmålinger og av resultatene fra målinger med georadar.

Både setninger og utglidninger i grunnen kan forårsake kantskader i vegdekket. Det er ikke alltid enkelt å avdekke slike problemer ved tradisjonelle vurderinger av tilstandsdata fra

NVDB, som spor, jevnhet og tverrfall. Man er nødt til å se nærmere på de detaljerte tilstandsdataene i ViaPPS Desktop, gjerne i kombinasjon med bilder i ViaPhoto. En sikker vurdering av kantskader må normalt også baseres på en befarings.

Slakere fyllingsskrånninger og bredere vegskuldre kan innebære tiltak utenfor det arealet som vegholder råder over. En klarlegging av eiendomsgrenser kan dermed være nødvendig.

### B 11.3 Planlegging av tiltaket

En vellykket forsterkning er helt avhengig av at man er sikker på årsaken(e) til kantskadene og planlegger tiltak i samsvar med dette. F.eks. kan utlegging av puk eller kult på fyllingsskrånninger for å få slakere skrånninger, forsterke problemene dersom hovedproblemet er konsolidering av leire under fyllingen.

Dersom en generelt svak vegoverbygning er hovedårsaken til skadene, vil masseutskifting av de dårlige massene, med påfølgende oppbygging av nye materialer av riktig kvalitet og med lagtykkelser i samsvar med trafikkbelastningene, være et aktuelt tiltak. En viktig del av planleggingen er å fastslå hvor langt inn i kjørefeltet det skal forsterkes.

Ved smal veg eller smale skuldre slik at belastningene fra trafikken kommer for nær vegkanten, kan forsterkningstiltaket bestå av en breddeutvidelse, evt. etablering av slakere fyllingsskrånninger. Ved denne type tiltak må man vurdere om materialene i grunnen tåler de merpåkjenninger som følger av tiltaket.

Dersom konsolidering av materialene i grunnen, evt. tendens til utglidning er hovedårsaken til kantskadene, er utskifting av massene i underbygningen med lette masser ett av flere aktuelle tiltak. Denne type tiltak er nærmere beskrevet i Håndbok V221 «Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger». Både EPS (ekspandert polystyren), lettklinker og skumglass er aktuelle materialer i lette fyllinger.

Dersom masseutskifting med bruk av lette masser eller etablering av slakere sideskrånninger er aktuelle forsterkningstiltak, anbefales det å gjennomføre enkle geotekniske vurderinger og beregninger. Basert på en vurdering av dybde til fjell, vegoverbygning og materialet i grunnen, kan viktige nøkkelparametre for skjærfasthet for materialet i grunnen bestemmes ved å anta at sikkerhetsfaktoren for eksisterende situasjon er ca. 1,0. Med dette som utgangspunkt kan man bestemme hva som må til av utskifting med lette masser, evt. hva som må tilføres av materialer og/eller etablering av slakere sideskrånning for at sikkerhetsfaktoren skal øke til 1,5. Denne type vurderinger er det mulig å få gjennomført uten omfattende grunnundersøkelser og materialtesting i laboratoriet.

### B 11.4 Risikofaktorer, begrensninger

De fleste av de tiltak som er aktuelle ved utbedring av kantskader, er relativt omfattende, tidkrevende og kostbare. Ofte vil en fullverdig løsning kreve grunnerverv. Alle disse forhold kan gjøre det fristende å velge enkle, halv gode løsninger. Det er en viss fare for at mange mislykkede kantforsterkninger kan skyldes valg av for enkle løsninger.

Dersom den gamle vegen har en oppbygging som gir telehiv i kalde vintre, har man valget mellom enten å sørge for at også den nye delen av vegens tverrprofil får like store telehiv som den gamle delen, eller å gjennomføre tiltak slik at ingen del av tverrprofilen har risiko for telehiv. Som regel er det bare det siste alternativet som har en realistisk mulighet for å bli vellykket. Etablering av utkilinger i vegens lengderetning må vurderes.

### B 11.5 Forventet resultat

En riktig dimensjonert og utført kantforsterkning vil ha en levetid på linje med bygging av ny veg, det vil si en levetid i størrelsesorden 40 – 50 år.

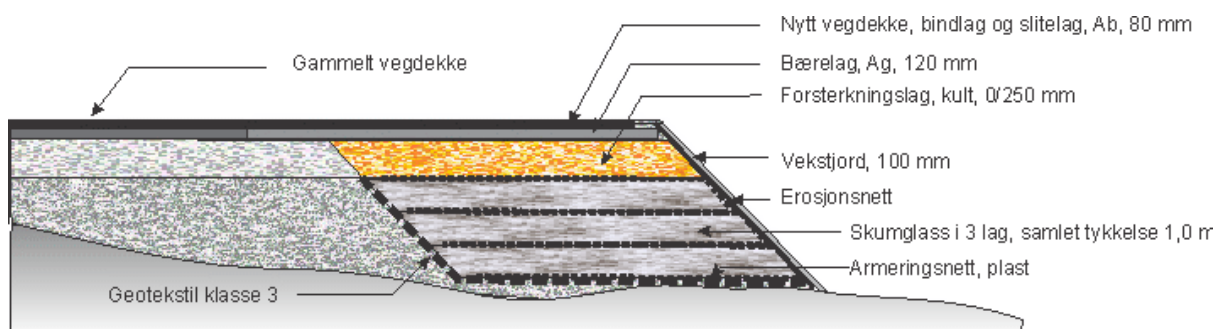
### B 11.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

En vellykket kantforsterkning er avhengig av at type tiltak og dimensjonering av dette er i samsvar med de forhold som har forårsaket skadene.

Ved masseutskifting av deler av vegoverbygningen må gammel og ny del av vegen harmonere med hensyn til tilstandsutvikling. Ved etablering av støttefylling utenfor eksisterende veg, må tiltaket være omfattende nok, tilførte steinmaterialer må være tilstrekkelig til å forhindre videre utglidning. Hvor det er mulig, anbefales det å kombinere kantforsterkning med etablering av bredere skuldre.

Dersom tiltaket inkluderer masseutskifting et stykke inn i kjørefeltet, må man under gjennomføringen ha en god oppfølging slik at man kan vurdere om planlagt utskifting og at forankringen til eksisterende veg er tilstrekkelig.

Ved alvorlige utglidninger kan det være nødvendig å gjennomføre masseutskifting med etablering av lett fylling av skumglass eller andre lette materialer. Ved tiltak av denne type er det aktuelt med lagvis utlegging av de lette massene, med en ekstra stabilisering av letttyllingen ved hjelp av geonett. Under slike forhold kan det på skråningene være vanskelig å få tilstrekkelig overdekning med jordmasser. Bruk av erosjonsnett kan medvirke til å få stabile skråninger.



Figur B12 Utbedring med letttylling av skumglass Fv 120 i Østfold, bacheloroppgave av Magne Hagen

Figur B12 over viser et eksempel hvor letttylling av skumglass kombineres med geonett for å redusere fremtidige utglidninger. Total tykkelse på letttyllingen er ca. 1,0 meter. Skumglasslaget er lagt ut og komprimert i lag med tykkelse ca. 33 cm, hvert lag er bundet

opp med geonett over og under. Ytterkant av lettfyllingen er holdt på plass ved at geonettet er brettet opp og inn før nytt lag med skumglass og geonett legges ut. En evt. forankring mellom eksisterende og ny del av veggen ved hjelp av geonett eller stålarmering er ikke vist på figuren. En slik forankring krever at en enda større del av det gamle asfaltdekket må freses av og på den måten redusere muligheten for trafikk på vegens mens arbeidene pågår.

Håndbok V221 angir at lettfylling av skumglass skal ha en overdekning av vanlige jordmasser med tykkelse minst 50 cm. Dette har man i dette eksemplet erstattet med mindre overdekning og et 20 mm erosjonsnett.

## B 12 Breddeutvidelse

### B 12.1 Beskrivelse av tiltaket

Breddeutvidelse er også omtalt i kap 4.6 i del A i denne rapporten.

Breddeutvidelse av eksisterende veg omfatter både en generell utbedring av veg som er for smal, og utvidelse som en følge av andre tiltak, f.eks. etablering av forsterket midtoppmerking eller fysisk midtdeler. Reglene ved breddeutvidelse kan også anvendes ved kurveutretting og andre mindre justeringer i vegens linjeføring. Det primære formålet med breddeutvidelsen er å bedre vegens geometri, men ofte vil det være aktuelt å kombinere breddeutvidelsen med andre forsterkningstiltak.



*Figur B13 Tunge kjøretøy på eller utenfor hvitstripa er et relativt vanlig syn på det norske vegnettet*

### B 12.2 Grunnlagsinformasjon

Breddeutvidelse av eksisterende veg krever gode kunnskaper både om grunnforholdene langs vegen og vegens oppbygning. Man bør i den forbindelse også vurdere om det er behov for masseutskifting/forsterkning av ytre del av eksisterende veg i forbindelse med breddeutvidelsen. En grundig analyse av tilstandsutviklingen, evt. supplert med nedbøyningsmålinger bør også vurderes.

Breddeutvidelse vil som regel kreve forlengelse og/eller utskifting av eksisterende stikkrenner. I den forbindelse blir tilstandsvurdering og utforming av eksisterende stikkrenner en viktig del av grunnlagsinformasjonen. En vurdering av stikkrennenes kapasitet i forhold til dimensjonerende vannmengde inngår også i den nødvendige grunnlagsinformasjon, spesielt for de stikkrenner som skal skiftes ut på grunn av skade eller av andre årsaker.

### B 12.3 Planlegging av tiltaket

En vellykket breddeutvidelse krever god informasjon om grunnforholdene, både utenfor og i eksisterende veg. Det ligger en særlig utfordring i å få ensartede forhold i hele tverrprofilen, både med hensyn til setninger, telehiv og etterkomprimering av massene.

Ved planlegging av breddeutvidelser må man også legge vekt på å sikre nødvendig kurveutvidelse, rekkverksrom o.l.

Dersom eksisterende veg har telehiv av betydning, jevnt eller ujevnt telehiv, vil det i mange tilfeller være store usikkerheter forbundet med å få breddeutvidelsen til å fungere på samme måte som den gamle vegen. Man har derfor en utfordring med å få redusert størrelsen på telehivet på eksisterende veg og/eller å få tilfredsstillende overganger slik at man ikke får negative effekter i form av redusert fremkommelighet og trafikkikkerhet.

I mange tilfeller vil man vurdere å bruke armeringsnett i overgangen mellom ny og gammel del av vegen. Normalt er det da aktuelt å benytte plastnett i en bredde som minst omfatter 0,8 meter inn på gammel veg. For å redusere omfanget av sprekker i skillet mellom gammel veg og breddeutvidelsen, bør armeringsnettet ligge relativt høyt i vegkonstruksjonen, gjerne i overgangen mellom bærelag og vegdekke. Minstekrav til mengden asfalt over armering med stålnett eller plastnett er omtalt under B 13 og B 14 i denne rapporten.

Av hensyn til evt. fremtidige tiltak i vegfundamentet anbefales det å være tilbakeholden med bruk av armeringsnett. Riktig valg av materialer og lagtykkelser, samt nøye oppfølging av utlegging og komprimering samt god fortanning mellom lagene (forskyvning av skillene mellom gammel og ny veg i alle lag) kan gi et godt resultat uten armering.

#### **B 12.4 Risikofaktorer, begrensninger**

Metoden har ingen spesielle begrensninger ut over det som følger av krav til planlegging og utførelse av vegarbeider generelt. Siden en breddeutvidelse innebærer at skillet mellom ny og gammel del er midt i den ene, evt. i begge kjørebane, er det viktig å sørge for at breddeutvidelsen har de samme funksjonsegenskaper som gammel del og at tilstandsutviklingen blir lik, inklusive variasjoner over årstidene. Tiltak for å unngå uensartede forhold med hensyn til telehiv må vurderes særlig nøye. Bruk av armeringsnett over skjøten kan redusere evt. forskjeller, men armering må ikke medføre at man i mindre grad legger vekt på å sikre at dreneringen, lagtykkelsene, materialvalg og utførelse er god.

#### **B 12.5 Forventet resultat**

På grunn av en sannsynlig etterkomprimering av de granulære materialer i breddeutvidelsen bør man som en del av tiltaket gjennomføre en dekkefornyelse på den nye delen av vegen etter 2 til 3 år. Dette tiltaket inkluderer fresing av langsgående skjøt med fortanning. Ut over dette bør man forvente at en godt planlagt og gjennomført breddeutvidelse ha en levetid som eksisterende veg.

#### **B 12.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket**

En breddeutvidelse innebærer at det graves ut materialer inn i vegbanen slik at man har godt kontroll over overgangen mellom gammel og ny del av vegen. Under denne delen av arbeidet er den en risiko for at forhold man ikke var klar over ved planlegging av arbeidene, blir

avdekket. Dette innebærer at arbeidene må legges opp slik at det er mulig å gjøre endringer underveis, noe som kan være en stor utfordring ved dagens anleggsdrift.

Ved breddeutvidelser må det legges særlig vekt på å få minst mulig etterkomprimering av massene fordi dette kan gi trafikkfarlige langsgående skiller i vegdekket.

Breddeutvidelse av vegen vil normalt medføre et behov for skjøting, evt. utskifting av stikkrenner. Dette innebærer også etablering av nye innløp og utløp som må planlegges og utføres slik at stikkrennen har foreskrevet kapasitet og at trafikksikkerheten er ivaretatt.

Eventuell skjøting av stikkrenner må utføres slik at vanngjennomløpet er ensartet uten steder for sedimentasjon av sand og grus og at skjøtene er tette også på lang sikt. En breddeutvidelse av en veg er som regel en utbedring som skal vare i mange år, og det må påse at stikkrennene har en like lang funksjonstid. Med mindre den opprinnelige stikkrennen ble dimensjonert med betydelig overkapasitet, bør man vurdere å sikte ut hele stikkrennen med en ny som er dimensjonert etter de nye kravene.

Dersom breddeutvidelsen inkluderer armering med plastnett, er det en del forhold som må ivaretas. Dette er nærmere omtalt i eget avsnitt.



## B 13 Armering med stålnett

### B 13.1 Beskrivelse av tiltaket

Statens vegvesens Håndbok R610 «Standard for drift og vedlikehold av riksveger» angir at sprekker som er større enn 10 mm skal utbedres innen 4 uker (evt. innen 1. juni dersom de registreres i vinterhalvåret), sprekker større enn 20 mm innen 1 uke. Telesprekker kan ofte være adskillig større enn 20 mm, og en utbedring i løpet av vinteren eller våren vil ofte fungere som et provisorisk tiltak. En varig løsning vil være å hindre at slike store sprekker oppstår. Da er armering med stålnett et aktuelt tiltak.

Armering med stålnett er først og fremst aktuelt ved langsgående telesprekker. Det vil som regel være vanskelig å fjerne tversgående lavtemperatursprekker ved hjelp av armering.

Det er fra tid til annen beskrevet bruk av stålarmering lagt i granulære lag<sup>4</sup>, men dette har hatt liten anvendelse i Norge og er ikke omtalt i denne veiledningen.

### B 13.2 Grunnlagsinformasjon

Armering med stålnett er mest aktuelt ved store (bredde 20 – 50 mm) og meget store sprekker (bredde > 50 mm) i vegdekket. En sentral del av grunnlagsinformasjonen er en vurdering av sprekkenes i vegdekket og i hvor stor grad de varierer over året, f.eks. som en følge av ujevnt telehiv.

Armeringsnettenes lengde må tilpasses vegbredde, fortrinnsvis med ett nett i hele vegbredden. En kartlegging av vegbredden på den aktuelle strekning, blir dermed en viktig del av grunnlaget for arbeidene. Det er på markedet nett som kan fingerskjøtes uten overlapp, men anvendelsen av slike nett bestemmes ofte av leveringstid og pris i tillegg til behov.

### B 13.3 Planlegging av tiltaket

Ved armering med stålnett er det viktig at vegen er plan. Det gamle asfaltdekket må opprettes med Ab 11, Agb 11 eller liknende. Dette gjelder også dersom vegdekket er planfrest. Planfrest underlag er som regel ikke tilfredsstillende med hensyn til sikkerhet mot delaminering mellom lagene.

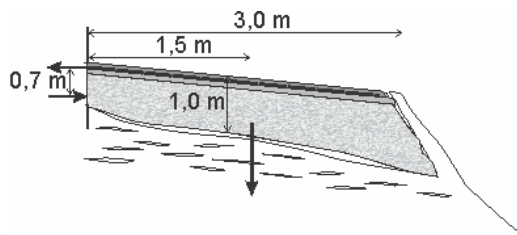
Siden arbeidene med armeringsnett pågår i hele vegens bredde, er det viktig å etablere omkjøringsruter utenom arbeidsstedet.

Stålnett til vegarmering leveres som spesialnett. Leveringstiden kan derfor bli lang og arbeidene må planlegges i god tid. Vanligvis benyttes det nett med 100 x 100 mm ruter og med trådtykkelse 5 mm. En typisk betegnelse er VSP 500/7 hvor 500 angir karakteristisk styrke i MPa og 7 angir styrken i kN i nettkryssene. Nettet har en langtidskapasitet på 100 kN/m ved 2 % deformasjon.

---

<sup>4</sup> Jan Sandberg og Per Björnfot: Sprickfri och bärig väg med stålarmering, VV Publ. 2004:160

Dersom dannelsen av islinser ligger dypt i forhold til vegdekket, kan det være aktuelt å bruke nett med tykkere tråder. Et enkelt regnestykke kan fungere som grunnlag for et grovt estimat av påkjenningene på nettet:



Vegbredden er 6,0 m

Tykkelsen på laget som løftes, er 1,0 m

Romdensiteten for materialet antas å være 2,3

Avstanden mellom nett og horisontal trykksone i senterlinje av vegen er 0,7 m

Uten belastninger fra trafikken gir dette en strekkpåkjenning i stålnettet i størrelsesorden 150 kN/m. Med en sikkerhetsfaktor på 1,3 burde nettet ha en langtidskapasitet i størrelsesorden 200 kN/m. Med en rutestørrelse på 100 x 100 mm skulle dette tilsi 7 mm tråddykkelse. Celsa Steel Service AB opplyser at ca. 80 % av de vegarmeringsnett som leveres, er med 5 mm tråddykkelse, 100 mm rutenett og ekstra styrke i knutepunktene.

Klebingen og det bituminøse bindemiddelet i asfaltmassene vil fungere som tilfredsstillende rustbeskyttelse. I aggressivt miljø kan man vurdere å bruke nett med større tråddykkelse.

Dersom stålnett ønskes brukt ved breddeutvidelse o.l. og de forventede påkjenninger på nettet er vesentlig mindre enn ved armering mot telehiv, kan standardnett benyttes. De mest aktuelle typer er med 150 x 150 mm ruter og med tråddykkelse 5, 6 eller 7 mm.

### B 13.4 Risikofaktorer, begrensninger

Når armering med stålnett har som mål å hindre telesprekker å oppstå, vil det normalt oppstå sprekker langs endene av armeringsnettene. Disse sprekkeene kan bli ganske store, og det er viktig å sikre at disse kommer utenfor vegkanten.

Stålarmering kan være begrensende med hensyn til fremtidige tiltak på vegen, i mange tilfeller må gammel armeringsnett fjernes som en del av det nye tiltaket. Det er derfor viktig å få registrert armeringen på en tilfredsstillende måte. Strekninger med armeringsnett må registreres i NVDB. I dag (2015) er denne registreringen svært ufullstendig.

Det er viktig at armeringsnettet blir låst inne mellom to asfaltlag som fungerer som «hel ved». Av den grunn må nettene leveres på paller som sikrer at nettene er plane og ikke har oppstikkende tråder.

Armering, enten det er med stålnett eller med plastnett, er krevende håndverksmessig. Selv små feil kan føre til at resultatet ikke blir som forventet. I tillegg til oppstikkende ender på stålnettene er feil mengde eller feil type klebemiddel en relativt vanlig kilde til uønsket resultat. Både for mye og for lite asfaltmasse til avstrøing, evt. ufullstendig komprimering av avstrøingsmaterialet, er svært ugunstig for sluttresultatet.

### B 13.5 Forventet resultat

Bruk av stålarmering i asfaltdekker for å redusere omfanget og størrelsen til telesprekker har vært brukt i Norge siden 1960-årene. De første feltforsøkene ble utført på E 6 i Eidsvoll i 1964. Det har vært noen uheldige eksempler på at armeringen etter en del år har kommet opp til dekkeoverflaten, men forutsatt en utførelse med god overdekning med asfalt, er det all grunn til å forvente at armeringen vil fungere som forutsatt inntil veggen av andre grunner må forsterkes eller legges om.

### B 13.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Det bør beskrives spesialnett i henhold til NS 3576-4 og med tråder av kamstål i henhold til NS-EN 10080.

Ferdig avrettet underlag klebes før utlegging av armeringsnett. Det er vanligvis beskrevet en mengde på 0,3 – 0,5 l/m<sup>2</sup> med emulsjon. Ved armering er det spesielt viktig å klebe med foreskrevet mengde. Erfaringer fra Vest-Agder er at man oppnår bedre klebing mellom lagene ved å klebe med vegbitumen, f.eks. 160/220 fremfor bitumenemulsjon. Man bør også forvente et akseptabelt resultat ved bruk av emulsjon med polymermodifisert bitumen, C60BP3, tilsvarende den emulsjon som brukes til fuktisolasjon av betong på broer. Bitumenemulsjon med lateks i vannfasen er i noen sammenhenger også betegnet som polymermodifisert bitumenemulsjon, men denne har ikke like gode egenskaper som en emulsjon hvor bitumenfasen er modifisert med SBS-polymer.

Armeringsnettene legges ut i hele vegens bredde. Celsa Steel Service AB opplyser at det leveres en del vegarmeringsnett med fingerskjøter som armering i asfalt. Disse nettene gjør det mulig å legge en kjørebane om gangen og ha trafikken i den andre kjørebane og dermed unngå trafikk på nettene. Dersom det ikke er til å unngå at det kjøres på nettene, må trafikkmengden være svært liten og det må påses at hastigheten ikke overstiger 10 km/t.

I vegens lengderetning legges nettene kant i kant uten overlapp. I kurver aksepteres det en liten avstand mellom nettene, overlapp er også her uønsket. Nettene legges ut med trådene tvers på vegens lengderetning nederst. Dette er for å redusere risikoen for forskyvning av nettene ved trafikk og under utlegging av første asfaltlag.

På ferdig utlagt nett utføres ny klebing med tilsvarende mengde bindemiddel som ved første gangs klebing.

Det er noe forskjellig erfaring med hensyn til behovet for avstrøing av nettet med varm asfalt før utlegging av nytt vegdekke. Ved avstrøing bør asfaltens temperatur ikke være mer enn 140 °C slik at risikoen for bukling av nettene på grunn av temperaturutvidelse blir liten, og mengden avstrøingsmateriale bør være i størrelsesorden 30 kg/m<sup>2</sup>. For mye avstrøingsmaterialer er like uheldig som for lite. For tykk avstrøing øker risikoen for få et glidesjikt i et dårlig komprimert avstrøingslag. Avstrøingen bør komprimeres med stor gummihjulsvalse.

Vegdekket over nettet må minst ha en tykkelse på 70 mm, fortrinnsvis lagt i to lag, i tillegg til avstrøingsmaterialet. Første lag bør ha en tykkelse på minst 40 mm.

Armering av asfaltdekker er i Prosesskoden beskrevet under Prosess 65.3. Denne prosessen inkluderer ekstra klebing av armeringsnettet og evt. avstrøing før legging av vegdekket. Evt. planfresing, oppretting, klebing og vegdekke forutsettes beskrevet under de respektive prosesser.

## B 14 Asfaltarmering med plastnett

### B 14.1 Beskrivelse av tiltaket

Dette tiltaket beskriver bruk av geosynteter av plast hvor armeringsnettet ligger mellom asfalterte lag. Plastnettene er som regel av polyetylen, polypropylen eller polyester. I den seinere tid er det også kommet geosynteter av typen basaltnett på markedet.

I tillegg til materialet i nettet kan armeringsnett inndeles tre hovedtyper ut fra hvordan nettets stivhet avhenger av retningen for påkjenningene.

- Stivheten er stor i en hovedretning, men er vesentlig mindre tvers på hovedretningen. Rutene i nettet er tilnærmet rektangulære. Stivheten er også relativt lavt i diagonal retning sett i forhold til nettets ruter. Nettet er i avsnittene nedenfor beskrevet som enakset nett.
- Stivheten er tilnærmet like stor i begge hovedretningene. Rutene i nettet er tilnærmet kvadratiske. Stivheten er relativt lav i diagonal retning sett i forhold til nettets ruter. Nettet er i avsnittene nedenfor beskrevet som biaksialt nett.
- Stivheten varierer relativt lite uavhengig av retningen. Trådene i nettet danner likesidede trekkanter. Nettet er i avsnittene nedenfor beskrevet som triaksialt nett. Begrepet heksagonalt armeringsnett er også benyttet om denne type nett.

I Statens vegvesens Rapport 2462 "Armering av vegdekker i Norge 1960–2005. Regionenes erfaringer" er nettene inndelt i «Styrkenett» og «Krakeleringsnett». Sistnevnte type er armeringsnett og fiberduk festet til hverandre slik at fiberduken sammen med bituminøs klebing fungerer som et spenningsbrytende lag. Denne type nett er også gitt betegnelsen "komposittnett". Denne type anvendelse, som internasjonalt har fått betegnelsen SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer eller Strain Alleviating Membrane Interlayer) og hvor formålet er å hindre at sprekker i underliggende lag forplanter seg opp i nye asfaltlag, har til nå fått liten anvendelse i Norge.

En tredje faktor som beskriver nettene, er styrken på knutepunktene i nettet, om de er faste eller tillater en viss bevegelse mellom trådene. Vevde nett er blant de som tilhører den siste kategorien.

Ved armering i asfalt er det vanlig å legge nettet på eksisterende asfaltlag, evt. etter oppretting. Underlaget bør klebes med bitumenemulsjon hvor basisbindemiddelet er polymermodifisert bitumen. Emulsjon hvor polymeren er tilsatt i vannfasen anbefales ikke brukt. På det utlagte nettet foretas det en ny klebing hvoretter nettene avstrøes med Ag 11 eller Ab 11 før bindlag og slitelag legges ut med asfaltutlegger.

Til armering/forsterkning av vegger er det en rekke armeringsnett med glassfiber på markedet. Disse nettene er sterke ved strekkpåkjenninger og har liten tøyning. Ut fra dette ville man forvente at glassfibernet var godt egnet til armering mot sprekker i vegdekket. Erfaringene så langt har imidlertid vært relativt negative<sup>5</sup>. En mulig årsak kan være at nettene

---

<sup>5</sup> Armering av vegdekker i Norge 1960-2005. Regionenes erfaringer, Rapport 2462. Teknologivdivisjonen, Vegdirektoratet.

er svært sårbare overfor skjærpåkjenninger. God nok klebing for å oppnå samvirke med asfalten kan være vanskelig å oppnå.

## B 14.2 Grunnlagsinformasjon

Armering med plastnett i vegdekker har til formål å hindre at sprekker i vegdekket oppstår, f.eks. ved breddeutvidelse, eller å hindre at sprekker som allerede har oppstått, blir større. For de fleste plastnett er styrken relativt lav og tøyingen ved påkjenninger opp mot brudd relativt stor. Av den grunn er plastnett først og fremst aktuelt til armering av små sprekker (bredde < 20 mm) hvor påkjenningene og bevegelsene er moderate. En viktig del av grunnlaget for å vurdere om armering med plastnett er et egnet tiltak, består derfor i en kartlegging av sprekkenes og de påkjenninger som kan forventes å opptre i dekket. Dette inkluderer antagelser med hensyn til forventede bevegelser, endringer i sprekkenes bredde gjennom året og over flere år.

En annen viktig del av grunnlagsinformasjonen er å klarlegge selve sprekke-mønsteret i vegdekket. Sprekker som i det alt vesentlige har samme retning, f.eks. ved en breddeutvidelse av vegen, har andre krav til armeringsnettet enn når retningen til sprekkenes varierer mye, eventuelt danner et mønster av sprekker, krakelering.

Krakelering i et vegdekke er et tydelig signal om at vegen har dårlig bæreevne i forhold til de påkjenninger den utsettes for. Den første tiden etter dannelsen er sprekkenes som regel små og påvirker i liten grad vegdekkets funksjonelle egenskaper. Over tid vil sprekker i vegdekket slippe vann ned i de underliggende granulære lag. Dersom disse materialene er vannømfintlige, vil dette føre til en akselerert nedbrytning med hensyn på spor og jevnhet. Tilstandsutviklingsmodellene i internasjonalt sett viktige beregningsprogram som HDM-4 og AASHTO Pavement ME Design gir en akselerert utvikling av spor og ujevnheter dersom det oppstår krakelering eller andre sprekker i vegdekket.

Dersom materialet under asfaltdekket består av vannømfintlig materiale, kan denne utviklingen være betydelig. Når krakelering blir alvorlig nok, kan den også føre til at biter av vegdekket «plukkes opp» av trafikken og fører til farlige slaghull i vegdekket. Statens vegvesens Håndbok R610 har gitt maksimalverdier for krakelert areal som en del av vedlikeholdsstandarden for vegdekker, riktig nok med ganske romslige krav.

Ved alvorlig bæreevnesvikt i forhold til de påkjenninger som overbygningen utsettes for, vil armering av vegdekket med plastnett sjelden fungere tilfredsstillende. Til det vil nettenes plassering i vegdekket i liten grad øke asfaltens bøyingsstivhet og tøyingene i plastnettet er for store.

## B 14.3 Planlegging av tiltaket

Ut fra den informasjon som foreligger, består første trinn i å vurdere om armering med plastnett er et egnet tiltak, alene eller i kombinasjon med andre forsterkningstiltak.

Valg av type og kvalitet armeringsnett er neste trinn i planleggingen av et armeringstiltak. På steder hvor retningen for påkjenningene varierer lite, som f.eks. ved breddeutvidelse og ved

noen typer kantforsterkning, vil et enakset nett fungere tilfredsstillende. Det vil for denne type påkjenninger heller ikke være påkrevet å bruke nett med stor styrke i knutepunktene.

Ved armering hvor retningen for eksisterende eller forventede sprekker kan variere, bør triaksialt nett med faste knutepunkter benyttes. Biaksiale nett kan være et alternativ, men liten stivhet diagonalt i forhold til trådretningene er en vesentlig ulempe. Det bør under slike forhold benyttes nett med høy styrke og liten forlengelse i mer enn to retninger.

Nettenes stivhet uttrykkes gjerne ved strekkpåkjenningene ved 0,5 %, 2 % eller 5 % tøyning. Man skiller også mellom kort tids belastning og lang tids belastning, kryp. Hvilke krav som skal settes til nettenes stivhet burde i prinsippet bestemmes av de påkjenninger som man kan forvente i hvert enkelt tilfelle. Man må nok erkjenne at det også til en viss grad bestemmes av hva det er realistisk å kreve av denne type nett, dataene for de nettene som er på markedet. Svært ofte ender man opp med å sette krav ut fra hva man ved tidligere arbeider har erfart er tilfredsstillende. Et generelt minstekrav er antagelig 15 kN/m ved 2 % forlengelse.

Ved armering over sprekker og skjøter hvor det er risiko for at sprekker kan oppstå, bør nettene være forankret i asfalt i en lengde på minst 0,8 meter på hver side. Ved armering over krakeleringer bør nettene ikke avsluttes nærmere enn 0,8 meter utenfor krakelert areal.

Det tredje punktet ved planlegging er om man skal bruke reint nett eller nett som er forbundet med en fiberduk e.l. En kombinasjon av nett og duk kan, dersom det er riktig utført, redusere tendensen til refleksjonssprekker i asfaltmassen over nettet ved at duken i kombinasjon med riktig type og mengde bituminøs klebing til en viss grad fungerer som et spenningsbrytende lag (SBL). Dette vil normalt kreve en økning av mengden av klebing mellom nett og underlag. Mengden restbindemiddel etter emulsjonens brytning bør normalt være ca. 0,25 – 0,30 kg/m<sup>2</sup> (tilsvarer 0,4 – 0,5 kg/m<sup>2</sup> med 60% bitumenemulsjon), mengden avhenger bl.a. av underlagets overflatetekstur. Mengden må være tilstrekkelig til at det kan være noe glidning mellom duk og underlaget, men ikke så mye at det oppstår et glidesjikt mellom lagene.

#### **B 14.4 Risikofaktorer, begrensninger**

Rapport 2462 «Armering av vegdekker i Norge 1960–2005. Regionenes erfaringer» omtaler en del erfaringer med plastnett. Ut fra denne synes risikofaktorene ved bruk av plastnett dels å være knyttet til at nettene har vært brukt på steder hvor de er uegnet, kanskje først og fremst på steder hvor sprekke og bevegelser har vært for store, og dels som et resultat av uheldige forhold ved utførelsen.

Det påpekes i rapporten at kravene til været under utførelse må være strengere enn ved ordinære asfaltarbeidet, både med hensyn til temperatur, nedbør og vind. En annen viktig årsak er manglende erfaring hos utleggingsmannskapet med denne type arbeider.

Bruk av for store mengder masse til avstrøing av nettene er også fremhevet som en årsak til problemer.

En annen ulempe ved asfaltarmering er de begrensninger man får med hensyn til fremtidig fresing av asfaltlag.

#### **B 14.5 Forventet resultat**

Rapport 2462 viser at man for de mest egnede armeringsnettene kan oppnå en forlengelse av dekkelevetiden i underkant av 3 år.

#### **B 14.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket**

Oppretting av det gamle asfaltdekket før klebing og legging av nett er ansett som viktig for et tilfredsstillende resultat. Planfresing gir som regel en tekstur som kan gjøre det vanskelig å oppnå "hel ved" mellom asfaltlagene under og over nettet. Uten oppretting må planfresingen foregå med fintannet fres, tannavstand maksimalt 7 mm. I tillegg må man vurdere legge stor vekt på å bestemme riktig type og mengde klebemiddel før utlegging av nett eller duk. Bitumenemulsjon kan være uegnet.

I et konkurransegrunnlag hvor armering med geosynteter inngår, er det helt nødvendig å ha krav om at arbeidslaget har erfaring og kan dokumentere gode resultater med tilsvarende arbeider i løpet av de siste tre årene forut for den aktuelle kontrakt.

Det må settes spesielle krav med hensyn til værforholdene ved utførelse av arbeidene. Lufttemperaturen ved utlegging må være minst +5°C og det må ikke ha vært frost natten før arbeidene utføres. Ved sterk vind, mer enn frisk bris, bør temperaturen minst være +10°C. Vegbanen må være tørr og det må ikke være nedbør under utførelsen.

Det må kontrolleres at klebingen utføres som foreskrevet, både med hensyn til type og mengde, inklusive jevn mengde.

Som for stålnett, er det litt varierende erfaringer med hensyn til behovet for avstrøing før utlegging av nytt dekke. Ved avstrøing bør mengden asfalt ikke overstige 30 kg/m<sup>2</sup>, og massen må festes godt til underlaget ved bruk av gummihjulsvalse. Total tykkelse på asfaltlagene over armering/avstrøing bør minst være 70 mm, lagt i to lag.



## B 15 Armering av granulære lag

### B 15.1 Beskrivelse av tiltaket

Dette tiltaket beskriver bruk av armeringsnett av plast hvor nettet ligger i de granulære lag i vegoverbygningen, evt. i underkant av forsterkningslaget. Armeringsnett med dette bruksområdet, eller for bruk i løsmassekonstruksjoner, omtales ofte som geonett og er som regel laget av polyetylen, polypropylen eller polyester.

I tillegg til materialet i nettet kan armeringsnett inndeles tre hovedtyper ut fra hvordan nettets stivhet avhenger av retningen for påkjenningene.

- Stivheten er stor i en hovedretning, men er vesentlig mindre tvers på hovedretningen. Rutene i nettet er tilnærmet rektangulære. Stivheten er også relativt lavt i diagonal retning sett i forhold til nettets ruter. Nettet er i avsnittene nedenfor beskrevet som enakset nett.
- Stivheten er tilnærmet like stor i begge hovedretningene. Rutene i nettet er tilnærmet kvadratiske. Stivheten er relativt lav i diagonal retning sett i forhold til nettets ruter. Nettet er i avsnittene nedenfor beskrevet som biaksialt nett.
- Stivheten varierer relativt lite uavhengig av retningen. Trådene i nettet danner likesidede trekanter. Nettet er i avsnittene nedenfor beskrevet som triaksialt nett. Begrepet heksagonalt geonett er også benyttet om denne type nett.

I granulære lag brukes som regel biaksiale eller triaksiale geonett. I granulære lag brukes det også produkter hvor geonett og fiberduk festet til hverandre. Dersom f.eks. geonettet anvendes på planum hvor det kan være behov for å holde materialene over og under nettet adskilt, kan anvendelsen av denne type komposittnett gi praktiske fordeler.

Anvendelse av geonett er også omtalt i del B 11 Kantforsterkning, del B 12 Breddeutvidelse og del B 17 Masseutskifting i veg på myr.

For nærmere opplysninger om bruk av geosynteter til ulike formål henvises det til Geosyntetguiden på internettadressen: <http://www.igs norge.no/geosyntetguiden/>.

### B 15.2 Grunnlagsinformasjon

Normalt vil bruk av geonett i granulære lag inngå som en del av andre tiltak til forsterkning av veg. Nødvendig grunnlagsinformasjon er nærmere omtalt i de kapitler som er relevante for hovedtiltaket.

Geonett er særlig aktuelt ved etablering av anleggsveger eller breddeutvidelse eller forsterkning av permanente veger på myr eller andre områder hvor materialet i grunnen har særlig dårlig fasthet. Nøyaktige grunnundersøkelser er derfor særlig viktig ved forsterkningsarbeider hvor bruk av geonett inngår.

### B 15.3 Planlegging av tiltaket

Anvendelse av geonett i granulære lag inngår som beskrevet ovenfor, som en del av andre forsterkningstiltak. Dette innvirker også på kravene til planleggingen av tiltaket.

En viktig del av funksjonen til geonettet er samvirket mellom nett og steinmaterialer. For å oppnå et godt samvirke er det viktig at forholdet mellom størrelsen på åpningene i nettet og steinstørrelsen i materialet over nettet er i henhold til nettleverandørens anvisninger. Praktisk talt alle geonett på markedet har tilfredsstillende motstand mot kjemisk nedbrytning og mot ultrafiolett lys.

I konkurransegrunnlag for arbeider hvor geonett inngår, er det viktig å utarbeide produktspesifikke krav. Dette bør som et minimum omfatte følgende:

- Type nett, biaksialt eller triaksialt
- Faste eller ikke faste knutepunkter
- Nettets tøyingsstivhet
- Materialets motstandsevne mot kjemisk nedbrytning og ultrafiolett lys.

Når det gjelder nettets tøyingsstivhet bruker nettleverandørene forskjellige uttrykk avhengig av type nett. For biaksiale nett er det aktuelt å sette et minstekrav til kraften ved 2% tøying. For nett med moderate påkjenninger bør kravet være minst 5,0 kN/m, for nett med større påkjenninger, f.eks. på myr eller særlig bløt grunn, kan kravet være min 10 kN/m. Man vil se at de fleste nettleverandørene angir egenskapene i henhold til de standardiserte testmetodene EN ISO 10319 eller ASTM D 6637-10.

For triaksiale nett definerer nettleverandøren en annen egenskap, radiell stivhet ved 0,5% tøying. Denne varierer fra 200 kN/m for de enkleste nettene til 350 kN/m for de kraftigste.

For å uttrykke materialets motstand mot kjemisk nedbrytning er betegnelsen EPA 9090 en del brukt, motstanden mot nedbrytning på grunn av ultrafiolett lys beskrives i henhold til ASTM D4355-05.

I håndbok N200 pkt 525.1 er det angitt at lagtykkelsene ikke bør reduseres ved bruk av armering. Anvendelse av geonett vil som regel inngå i planleggingen av anleggsgjennomføringen for et forsterkningstiltak for veg på myr eller bløt grunn. Hvor det er anleggsgjennomføringen som er dimensjonerende for overbygningen, er det for vegger med lav ÅDT lagt til rette for redusert tykkelse på forsterkningslaget. Dette er særlig viktig for veg på myr og på bløt grunn hvor det er gunstig at totalvekten av overbygningen er så liten som mulig.

## **B 15.4 Risikofaktorer, begrensninger**

De fleste geonett som brukes i granulære lag, har relativt stor tøying. Nettens tøyingsstivhet er derfor ikke den viktigste faktoren når geonett anvendes i granulære lag. Samvirket mellom geonettet og steinmaterialene som ligger over geonettet, er minst like viktig. Dersom steinmaterialene har en kornfordeling, kornform og mekaniske egenskaper som er så gode at materialet fungerer godt uten noe samvirke med et geonett, er det en viss risiko for at geonettet ikke har den ønskede positive tilleggseffekt på vegens tilstandsutvikling.

### **B 15.5 Forventet resultat**

Fullskalaforsøk og praktisk anvendelse av geonett i veger viser en del varierende resultater med hensyn på forbedring av vegens funksjonsegenskaper ved bruk av geonett. Man vil som regel ikke være garantert noen vesentlig bedring i sporutviklingen, men man har en del eksempler på at utviklingen av andre dekkeskader blir redusert.

En annen positiv effekt som er vanskelig å tallfeste, men som kanskje kan måles ved bruk av georadar, er nettets bidrag til å oppnå mindre avvik fra prosjektert høyder og jevnhet for planum på ferdig bygget veg.

## **B 16 Masseutskifting med granulære og bituminøse lag**

### **B 16.1 Beskrivelse av tiltaket**

Masseutskifting består av fjerning av deler av eller hele vegoverbygningen, noen ganger også deler av underbygningen for å få en veg med ensartede og tilfredsstillende funksjons-egenskaper. Noen ganger er ujevnt telehiv årsaken til behovet for masseutskifting, andre ganger kan generelt svak overbygning eller særlige dårlige masser i grunnen være årsaken.

Masseutskifting kan inkludere og/eller kombineres med flere av de andre forsterknings-tiltakene som er beskrevet i denne rapporten, som f.eks. etablering av lukket drenering, bærelag av penetrert puk, etablering av utkilinger, evt. også utbedring av stikkrenner og andre tiltak rettet mot overvannshåndteringen.

Masseutskifting i veg på myr er beskrevet som et eget forsterkningstiltak i B 16 nedenfor.

### **B 16.2 Grunnlagsinformasjon**

Masseutskifting er som regel et omfattende og kostbart tiltak. En god kartlegging av materialene i grunnen og i vegoverbygningen, samt dreneringsforholdene i og omkring vegen er en forutsetning for riktig valg og dimensjonering av tiltaket.

Med mindre forholdene er klarlagt tidligere, bør nedbøyningsmålinger med fallodd gjennomføres for å klarlegge hvor dypt i vegkonstruksjonen de svakeste lagene ligger. Her kan også georadar komme til nytte. Valg av hvor dypt i konstruksjonen masseutskifting skal gjennomføres, samt en vurdering om materialene kan tilbakeføres til anlegget etter bearbeiding (f.eks. splitting ved sikting i grovt og fint materiale) krever også oppgraving og klassifisering av materialene i overbygningen, evt. også av materialene i grunnen.

Tiltaket krever at man har oversikt over hva som finnes på strekningen av kabler og ledninger i grunnen. Man bør være oppmerksom på at informasjon om installasjonens dybde under vegdekket kan mangle eller inneholde grove feil.

Dersom tiltaket vil omfatte arbeid på annen manns grunn, må en klarlegging av eiendomsgrenser inngå som en del av grunnlagsinformasjonen.

### **B 16.3 Planlegging av tiltaket**

Planleggingen følger de normale regler for arbeider med vegoverbygningen, overvannshåndtering og drenering ved bygging av ny veg. I hver ende av strekningen med masseutskifting må man vurdere om det er behov for etablering av utkilinger.

De fleste arbeider med masseutskifting inkluderer fjerning av asfaltlag, enten ved fresing eller som flak for seinere knusing. Det må vurderes hvorvidt gammel asfalt kan gjenbrukes på anlegget eller mellomlagres for anvendelse andre steder. Transport til deponi bør være siste utvei.

Forsterkningstiltak med masseutskifting krever normalt bruk av forskjellige typer tiltak over den strekning som skal forsterkes, og en dimensjonering av det enkelte tiltak, må baseres på god kunnskap om eksisterende vegoverbygning, grunn- og dreneringsforhold, samt være tilpasset fremtidig trafikkbelastning. Det kan være krevende å differensiere tiltakene slik at man oppnår ensartet tilstandsutvikling etter utført tiltak.

#### **B 16.4 Risikofaktorer, begrensninger**

Ved forsterkningsarbeider vil man ofte ha et ønske om å utnytte eksisterende materialer i vegoverbygningen på en best mulig måte, evt. også å utnytte lokale materialforekomster i vegens nærhet. Det kan da ofte være et ønske om å avvike noe fra de materialkrav som finnes i Håndbok N200, Prosesskoden o.l. Hvilke krav som kan vurderes mer lempelig og hvor store avvik som bør tillates under hvilke forhold, krever god vegbyggings- og materialkunnskap. Feil vurdering og at viktige forhold blir oversett, er kanskje den største risikofaktoren ved denne type tiltak.

#### **B 16.5 Forventet resultat**

Forventet resultat avhenger av omfanget og størrelsen til problemene på vegen før tiltak, samt av valg og dimensjonering av det tiltaket som gjennomføres.

#### **B 16.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket**

Forsterkning ved masseutskifting av hele eller deler av vegoverbygningen, evt. også deler av underbygningen, inkluderer som regel en rekke forskjellige tiltak. Hvilke elementer som er viktige for gjennomføring av tiltaket, er dermed avhengig av hvilke oppgaver som inngår.

## B 17 Masseutskiftingning i veg på myr

### B 17.1 Beskrivelse av tiltaket

Sammen med broer over elver har kavlbruer og risbruer over myrer vært brukt for å sikre fremkommeligheten for veifarende i uminnelige tider, i en tid da «vegbygging og vegvedlikehold» forøvrig var begrenset til rydding av kratt.

Masseutskiftingning i veg på myr er grundig beskrevet i Håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*, Håndbok V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger* og i Håndbok N200 *Vegbygging*. Også ROADEX-prosjektet har en fyldig rapport om bygging av veg på myr.<sup>6</sup>

Forsterkning av en veg med setninger på myr krever et engasjement av geoteknikere til så vel forundersøkelser som planlegging og oppfølging av arbeidene under utførelsen. I prinsippet er det vanlig å skille mellom to typer setninger på veg over myr: raske setninger som skyldes overskridelse av materialenes skjærstyrke og de mer langsomme som er konsolidering av materialene. For konsolidering er det videre vanlig å skille mellom primær konsolidering som foregår den første måneden etter påføring av belastninger og sekundær konsolidering som kan foregå over 30 år eller mer.

Ved liten myrddybde og med faste materialer under myra kan det være mest aktuelt å gjennomføre masseutskiftingning i hele myras tykkelse, ved større myrddybde kan andre tiltak være mer aktuelle. De mest aktuelle er kort omtalt nedenfor.

- Masseutskiftingning med lette masser slik at påkjenningen på materialene i (og evt. under) myra blir redusert og videre konsolidering stopper opp.
- Bygging av flåte av trematerialer e.l. som fordeler vekten over større arealer slik at vertikalspenningene blir mindre. For å få et tilfredsstillende resultat må dette tiltaket ofte kombineres med mindre lagtykkelse slik at vekten av materialene over myra blir mindre.
- Bruk av geonett eller armeringsnett av stål som gjør det mulig å redusere tykkelsen på fyllingen over myra uten at påkjenningene på de berørte materialer overstiger skjærstyrken til materialene.

Forbelastning eller peling til fast fjell, inkl. myrbru, er mest aktuelt ved bygging av ny veg. Metodene blir ofte for tidkrevende og kostbare ved forsterkning av eksisterende veg, men noen ganger kan slike løsninger være det eneste som gir et sikkert tilfredsstillende resultat.

Oppretting av et ujevnt asfaltdekke på en veg over myr gir sjelden et tilfredsstillende resultat. Opprettingen medfører at materialene i myra utsettes for større belastninger og konsolideringer øker, med behov for ny oppretting etter kort tid.

---

<sup>6</sup> Ron Munro, Dealing with Bearing Capacity Problems on Low Volume Roads Constructed on Peat. Delprosjekt 2.5 Roads over Peat, ROADEX II, 2004

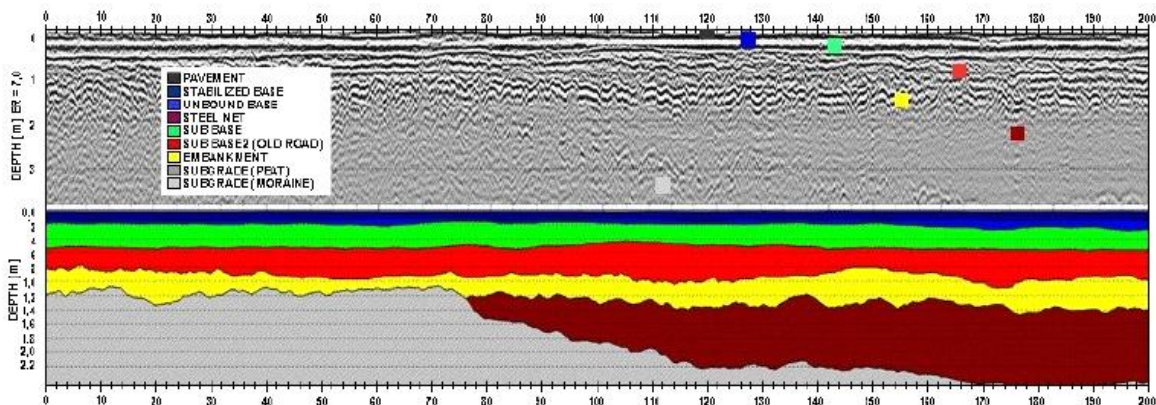
I helt spesielle tilfeller kan man oppnå en akselerert konsolidering ved drenering slik at man senker grunnvannstanden i myra. I de fleste tilfeller vil dette ikke være en akseptabel løsning ut fra mange forhold.

## B 17.2 Grunnlagsinformasjon

I tillegg til dybden på myra må planleggingen av forsterkning av veg på myr baseres på geotekniske grunnundersøkelser av materialene i og under selve myra. I tillegg til generell grunnlagsinformasjon som vanninnhold og klassifisering av de organiske materialer, vil dette som regel omfatte bestemmelse av både skjærstyrke og konsolideringsegenskapene. Håndbok V220 angir at følgende grunnundersøkelser er mest aktuelle:

- Totalsondering
- Trykksondering
- Graving
- Skovlboring
- Torvkanneboring

I den seinere tid er også georadarmålinger omtalt som en aktuell metode for å bestemme tykkelsen på myr og lagene over myra. Et eksempel på resultater fra slike målinger er vist i Figur B14 nedenfor.



Figur B14 Resultater fra georadarmålinger på myr, Roadscanners OY, Rovaniemi

Det må nok presiseres at det kan være en utfordring å få gode måleresultater med georadar på myr. Ofte vil det være nødvendig å ha sonderboringer eller andre former for punktvis tykkelsesmålinger som en støtte for tolkning av georadarmålingene.

Dersom bruk av lette masser er et aktuelt tiltak for å redusere setninger for en veg på myr, vil man ha behov for en kartlegging av mulige variasjoner i grunnvannstanden. Å forhindre oppdrift av lette materialer ved høy grunnvannstand er en del av dimensjoneringen.

## B 17.3 Planlegging av tiltaket

Armering under fylling ved bruk av bakhon og geonett er nærmere omtalt i del 1.4 i Håndbok V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*. Kapittel 15 i Håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging* gir en god beskrivelse av dimensjonering av lette fyllinger og

armering under fyllinger. Også *Nordisk håndbok, Armert jord og fyllinger*, som det er henvist til i kap B13, beskriver dimensjonering av armering under fylling.

Ved planlegging av forsterknings-/utbedringstiltak av veg på myr bør setningskravene i Håndbok N200 kap. 205 oppfylles. Dette gjelder både setninger på langs (pkt. 205.1) og setninger på tvers (pkt. 205.2). For veg på myr er det uheldig at kravene ikke angir noe tidsperspektiv for setningene. Det foreslås at kravene relateres til et tidsperspektiv på 30 år.

Metodene for dimensjonering av armering under fyllinger som det er henvist til i avsnittene over, gjelder først og fremst fyllinger på bløt grunn hvor materialenes skjærstyrke er en viktig faktor. For veg på myr er det for armering minst like viktig å oppnå en reduksjon av vekten av materialene over myra slik at konsolideringen stopper. Ved forsterkning av eksisterende veg vil dette som regel innebære at armering må kombineres med bruk av lette fyllmasser.

#### **B 17.4 Risikofaktorer, begrensninger**

Grunnvannstanden endres av årsaker som vegholder ikke har kontroll over.

#### **B 17.5 Forventet resultat**

Forventet resultat av masseutskifting i veg på myr, vil i stor grad være avhengig av hvor grundig man var når tiltaket ble dimensjonert. Dette gjelder ikke minst de forundersøkelser som utføres. Med grundige forundersøkelser og god planlegging bør man forvente at forsterkningstiltaket gir en dekkelevetid som er minst like god som resten av vegen.

#### **B 17.6. Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket**

Viktige elementer ved gjennomføring av forsterkningstiltak av veg på myr er beskrevet i Håndbok V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*. Håndboken beskriver generell masseutskifting, bruk av lette fyllinger og armering under fyllinger.



## Grunnerverv

Ved relativt mange forsterkningstiltak vil vegholder ha behov for tiltak på eiendom utenfor vegarealet. Selv om nabogrensene som regel ligger noe utenfor skjæringssskråning og fyllingsfot, vil mange utbedrings- og forsterkningstiltak kreve noe grunnerverv. Et generelt krav om at tiltaket bare berører egen grunn, kan i mange tilfeller sette store begrensninger med hensyn på hvilke tiltak som kan gjennomføres og være til hinder for optimale løsninger.

Statens vegvesen har flere håndbøker som berører eiendomsinngrep.

- Håndbok V740 Egedomsinngrep, forskrift
- Håndbok R730 Etiske retningslinjer for grunnerverv, retningslinje
- Håndbok V741 Grunnerverv til vegformål, skjønnsforberedelser, veiledning
- Håndbok V742 Grunnerverv til vegformål, forhandlinger, veiledning

Grunnerverv kan være en relativt omstendelig og tidkrevende prosess dersom grunnervervet skjer ved ekspropriasjon. Selve prosessen med eiendomsinngrep ved ekspropriasjon er tidkrevende, og det vil så godt som alltid være krav om utarbeidelse av en reguleringsplan. Også det tar tid.

**Forskrift om eiendomsinngrep etter veglova** angir i § 4. noen unntak fra kravet om utarbeidelse av reguleringsplan som grunnlag for grunnerverv.

*Regelen om plankrav etter § 3 gjeld ikkje for:*

*a) små inngrep i samband med vedlikehald, drift og mindre utbetringar av offentleg veg, så langt dette ikkje er i strid med plan etter plan- og bygningslova eller med § 23 i plan- og bygningslova om plikt til å utarbeide reguleringsplan.*

(NB! Henvisningen er til Plan- og bygningsloven av 14. juni 1985).

**HB V740 Egedomsinngrep** har blant annet følgende kommentarer til unntaket fra krav om reguleringsplan.

*Unntaket frå plankravet i pkt. a) for små inngrep i samband med vedlikehald, drift og mindre utbetringar av offentleg, er ein konsekvens av at det i "Retningslinjer for planlegging av riks- og fylkesvegar etter plan- og bygningsloven", utgitt av Miljøverndepartementet og Samferdselsdepartementet, ikkje er krav om reguleringsplan eller utbyggingsplan for slike tiltak. Ettersom "mindre utbetringar" er det mest vidtgående tiltaket det er gjort unntak frå plankravet for, blir rekkevidda av unntaksregelen i pkt. a) i praksis bestemt av kor vidt dette omgrepet kan tolkast. I dei nemnde retningslinene for planlegging er det ikkje sagt noko om dette. Unntaket må gjelde vanlege forsterkningar med kurveutrettingar.*

**HB V742 Grunnerverv til vegformål, forhandlinger** angir følgende om grunnlaget for grunnerverv dersom ervervet skjer ved minnelig ordning uten ekspropriasjon:

*De arealer som erverves må identifiseres, jf eksempel på kjøpekontrakt inntatt som vedlegg 1 i håndboka. Dette gjøres ved henvisning til reguleringsplanen som skal gjennomføres, W-tegninger eller annet tilstrekkelig detaljert kart som inngår som en*

*del av avtalen, samt angivelse av arealets størrelse. Dersom endelig areal ikke er oppmålt, bør ikke arealet angis som et eksakt tall, men med en ca. angivelse.*

Håndbok R700 Tegningsgrunnlag angir at W-tegninger er tegninger for grunnerverv.

Noe forenklet blir konklusjonen at man ved forsterkningsarbeider og andre mindre utbedringsarbeider ikke har krav om reguleringsplaner, forutsatt at grunnerverv kan skje ved minnelig ordning. Det er tilstrekkelig å utarbeide tegninger som viser gamle og nye eiendomsgrenser, med seinere oppmåling og merking av grenser i marken. Utenfor tettbygde strøk er det som regel ikke vanskelig å komme frem til minnelige avtaler med grunneiere langs vegen. I tettbygde strøk er ofte forholdene noe mer kompliserte og uoversiktlige.

Dersom grunnerverv ved ekspropriasjon er påkrevet, bør det utarbeides reguleringsplaner med tilhørende kommunal behandling.

## Del C: Forsterkningseksempler

Del C gir en kortfattet beskrivelse av fem forsterkningsprosjekter, hvorav to er fra Akershus, ett fra Troms og to fra Finnmark. Prosjektene er listet opp nedenfor og er nærmere omtalt i de etterfølgende kapitler.

- Fv 173 Hp 2 km 0,000 – 3,600 Horgen – Hvam, Akershus
- Fv 238 Hp 1 km 2,800 – 4,900 og Hp 2 km 0,000 – 1,550, Aursmoen, Akershus
- Fv 229 i Lenvik kommune, Senja i Troms
- Fv 77 Hp 3 km 0,270 – 4,700 og 11,900 – 23,600, Tverrfjord – Myrnes, Finnmark
- E 6 Hp 14 km 10,540 – 12,500 Baukop, Porsanger kommune, Finnmark

I eksemplene er forsterkningsbehovet,  $F_{DIFF}$ , funnet både ut fra tolkning av nedbøyningsmålinger, oppgravingsdata og tilstandsutvikling/skadebilde på vegen. Selve dimensjoneringen av forsterkningstiltakene avviker derfor noe fra metodikken slik den er beskrevet i rapportens del A.

### C 1 Fv 173 Hp 2 i Akershus

Strekningen som er forsterket, er på Fv 173 sydvest for Årnes i Akershus og går på nordvestsiden av Glomma som vist i figur C2. Vegstrekningen hadde betydelige kantskader.



Figur C1 Kantskader Fv 173



Figur C2 Kartskisse over vegstrekningen

Årsdøgntrafikken i 2014 var 1400 med 10 % tunge kjøretøy.

### Oppgravingsdata

Oppgravingsprøver for vegstrekningen er fra 1977. Prøvene viser at materialet i grunnen er silt/leire i telefarlighetsklasse T4 og bæreevnegruppe 6. Det er i forbindelse med forsterkningsplanleggingen ikke tatt ut nye oppgravingsprøver.

## Dekkehistorikk

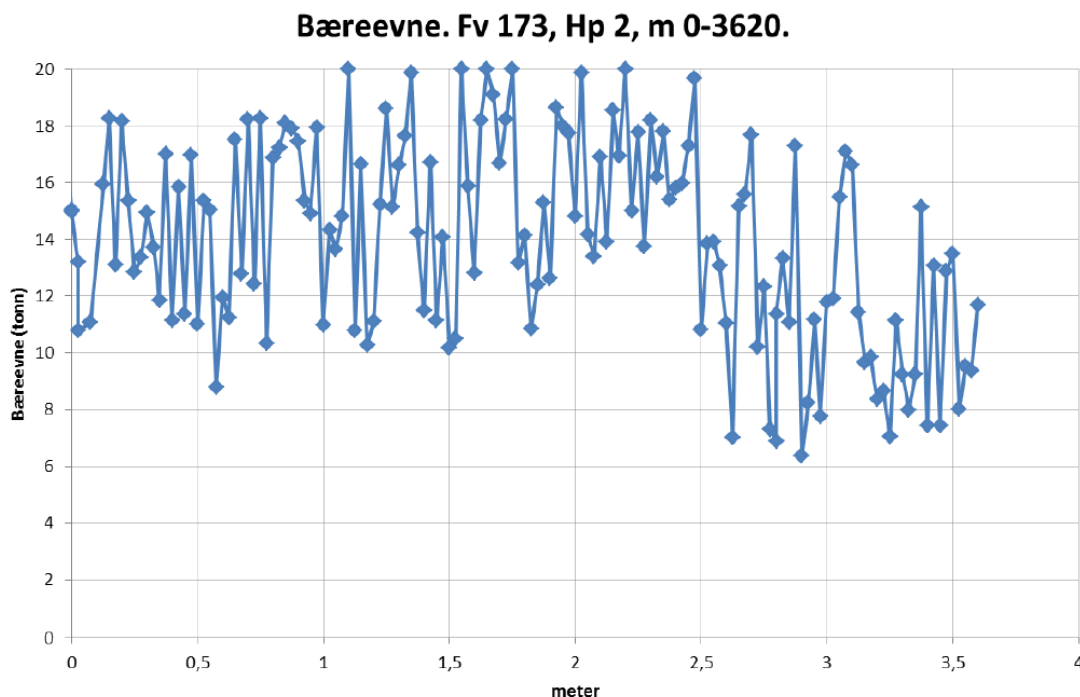
Ifølge PMS 2010 er eksisterende dekke på hele strekningen lagt i 1995. Dekket er Agb 11. Forut for dekkeleggingen ble det utført bærelagsstabilisering med fresing og anriking. Fra km 2,661 er det før dette utført dekkefornyelse i 1974 (Oljegrus), 1979 (Asfaltløsningsgrus) og 1984 (Asfaltløsningsgrus). På denne delen av strekningen har man dermed hatt en dekkelevetid på 5 år.

## Nedbøyningsmålinger

Det ble utført nedbøyningsmålinger med fallodd i mai 2012. Resultatene av disse målingene er vist i figur 3 nedenfor.

For strekningen fra km 0,0 til km 2,625 ble dimensjonerende bæreevne beregnet til 11 tonn. For å fange opp differansen mellom målt bæreevne og kritisk bæreevne i teleløsningen, ble målt bæreevne redusert med 2 tonn. Dette gir et forsterkningsbehov  $F_{DIFF}$  i størrelsesorden 5. På denne strekningen ble det ikke utført spesielle forsterkningstiltak ut over ordinær dekkefornyelse.

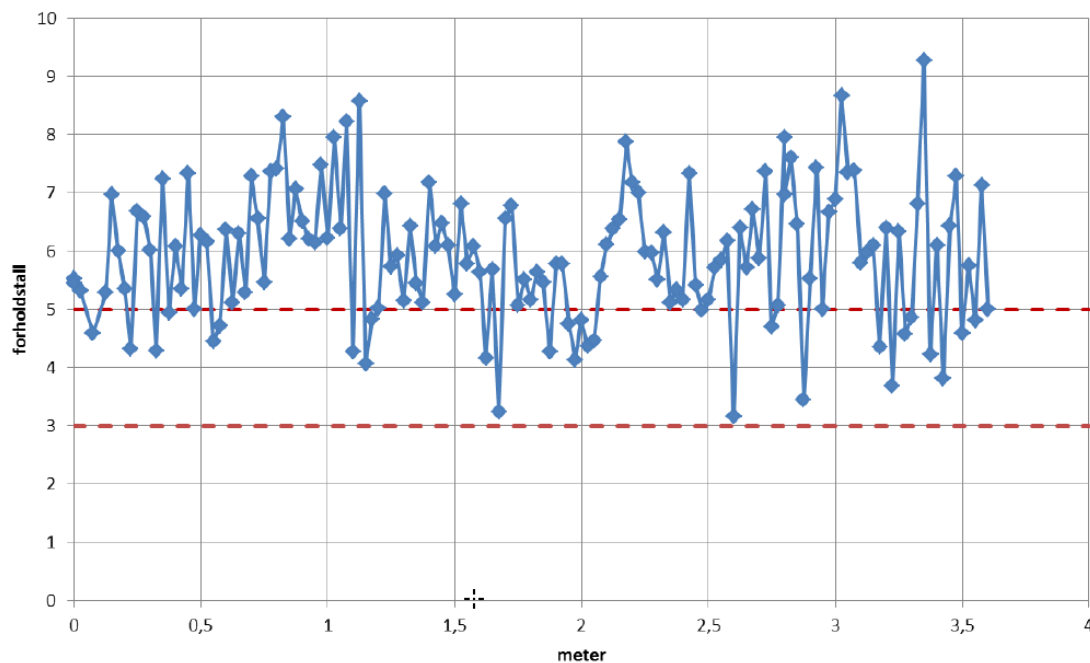
For strekningen fra km 2,625 til km 3,600 ble dimensjonerende bæreevne beregnet til 7,3 tonn. Laveste beregnede bæreevne var 6,4 tonn. For å fange opp differansen mellom målt bæreevne og kritisk bæreevne i teleløsningen, ble målt bæreevne også for denne delstrekningen redusert med 2 tonn. Dette gir et forsterkningsbehov  $F_{DIFF}$  i størrelsesorden 27.



Figur C3 Bæreevne basert på nedbøyningsmålinger med fallodd.

Figur C4 viser krumningen på nedbøyningsbassenget ved falloddsmålinger, uttrykt ved forholdet mellom  $D_0$  og differansen mellom  $D_0$  og  $D_{200}$ . For de fleste av målingene er dette forholdstallet større enn 5, ingen forholdstall er mindre enn 3. Dette gjelder også strekningen fra km 2,625 til km 3,600. Resultatene indikerer at den største svakheten i vegoverbygningen er i forsterkningslag og/eller i grunnen.

#### $D_0/(D_0-D_{200})$ . Fv 173, Hp 2, m 0-3620.

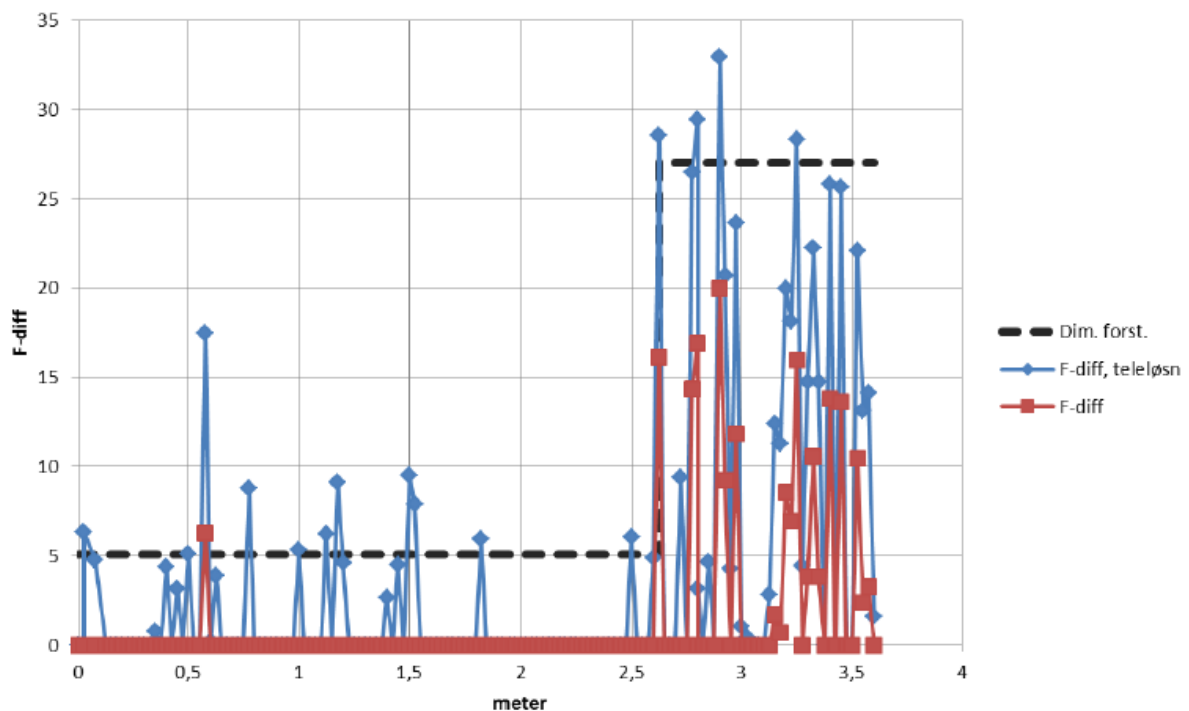


Figur C4 Forholdet mellom nedbøyning i lastsenter,  $D_0$ , og differansen mellom  $D_0$  og  $D_{200}$

### Dimensjonering av forsterkningstiltaket

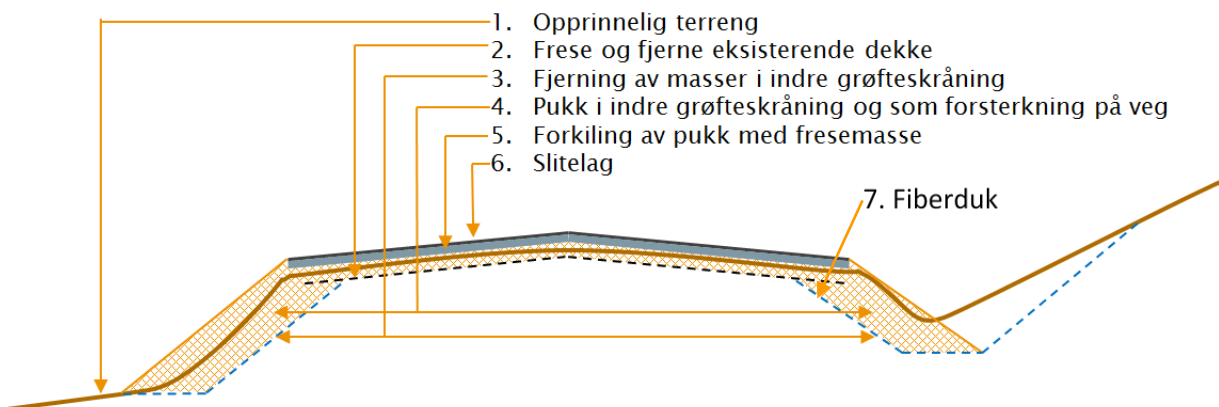
Basert på nedbøyningsdataene ble forsterkningsbehovet beregnet som vist i figur C5.

## F-diff. Fv 173, Hp 2, m 0-3620.



Figur C5 Beregnet forsterkningsbehov  $F_{DIFF}$ .

I tillegg til dette hadde vegen omfattende kantskader slik det er vist i Figur C1. Man valgte derfor et forsterkningstiltak som inkluderte kantforsterkning som vist i figur C6 nedenfor.



Figur C6 Valgt forsterkningstiltak på Fv 173

I hele vegens bredde forsterkes vegen som følger:

- Det gamle vegdekket freses bort i en tykkelse på 5 – 6 cm.
- Det legges ut et bærelag av pukk 22/63 i tykkelse minimum 120 mm. Pukklaget forkiles med knust asfalt. Forkilingslaget legges så tykt at det fungerer som et øvre bærelag med tykkelse 5 cm.
- Det legges ut et nytt vegdekke av Agb i tykkelse 40 mm

I tillegg til den generelle forsterkning gjennomføres det en kantforsterkning på begge sider av vegen. Denne består av fjerning av eksisterende vegoverbygning i en dybde på 40 cm. Overbygningen fjernes i en bredde tilsvarende bredden av vegskulder + 10 til 20 cm inn i eksisterende kjørebane. Til kantforsterkning brukes kult 22/120. Skråningen mellom kantforsterkning og eksisterende vegfundament har en helning på 1:1.

Det benyttes fiberduk mellom eksisterende vegfundament og forsterket veg hvor materialeegenskapene tilsier det.

Forsterkningen over gir følgende endring i overbygningens styrkeindeks og bærelagsindeks:

Fjerning av gammelt vegdekke	5*1,5	= -7,5
Bærelag av forkilt pukk	12*1,5	= 18,0
Øvre bærelag av Ak, 5 cm	5*1,35	= 6,8
Nytt slitelag	4*3,0	= 12,0
<b>Totalt</b>		<b>= 29,3</b>

Økningen i indeksverdier er noe større enn det som etter figur C5 er forsterkningsbehovet.

Figur C7 viser bilder fra forsterket veg ett år etter utført forsterkning.



Figur C7 Bilder fra Fv 173 ett år etter utført forsterkning

## C 2 Fv 238 i Akershus fylke

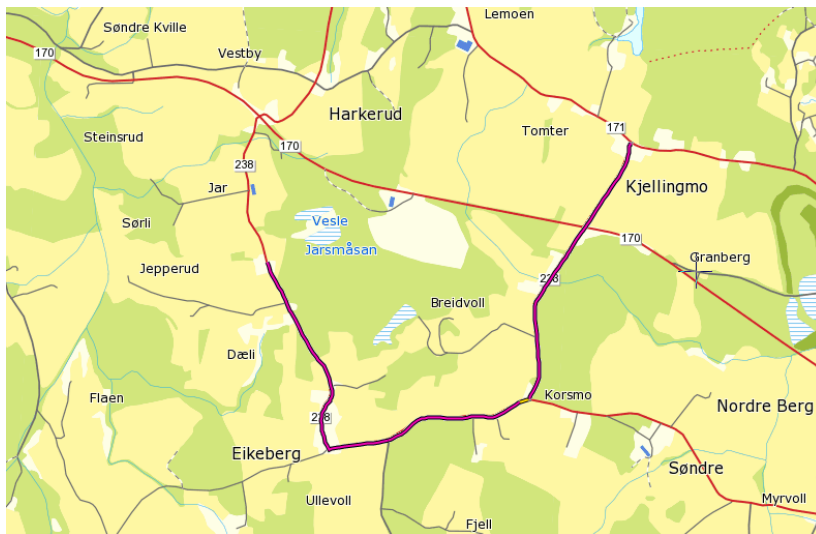
Forsterkningstiltakene på Fv 238 ved Aursmoen i Akershus består av to strekninger som er relativt forskjellige med hensyn til dekkeskader.



Figur C8 *Krakelering på Fv 238 Hp 1*



Figur C9 *Kantskader på Fv 238 Hp 2*



Figur C10 *Kartskisse over vegstrekningene på Fv 238*

Vegene har partier med 8 tonn tillatt aksellast og målet er å kunne øke denne til 10 tonn etter forsterkning.

De forsterkede vegstrekninger er som angitt nedenfor.

Fv 238 Hp 1 km 2,800 – km 4,990

Fv 238 Hp 2 km 0,000 – km 3,600

Ifølge NVDB er ÅDT 2014 for Hp 1 Korsmo – Eikeberg på 420 og for Eikeberg Dæli på 300, med 10 % tunge kjøretøy. For Hp 2 Korsmo – Kjøllingmo er ÅDT 400 med 5 % tunge kjøretøy.

### Forsterkning Fv 238, Hp 1, km 2,800–4,990

Vegen ble sist dekkelagt i 2001 med Gjenbruksasfalt. Dekket er fullstendig krakelert og stedvis er deformasjoner et problem selv om spormålingene viser liten spordannelse og brukbar sporutvikling. Noen steder skiller seg ut som problematisk. Det forrige dekket var fra 1986 og bestod av Agb 16.



Det er torv/vegetasjon på skuldre og i grøft som gjør det vanskelig å vurdere grøftetilstanden ut fra bilder i ViaPPS, men den synes å være mangelfull. Gjengrodde skuldre og grøfteskrånninger vil også medføre at overflatevann fra vegoverflaten ikke blir drenert ut i grøftesystemet, men blir ledet ned i vegoverbygningen.

Vegen er smal og det er viktig at forsterkningstiltaket ikke reduserer bredden.

### Utført forsterkning

Eksisterende dekke er frest bort i en dybde 5–6 cm.

Forsterkningstiltaket består av et bærelag av forkilt pukkk som forkiles med Ak. Ak legges i en slik tykkelse at dette også er å regne som et øvre bærelag. Utførelse og krav til materialer er beskrevet i håndbok N200, pkt. 523.12. Pukk legges ut i minimum 12 cm tykkelse og forkiles med den freste asfaltmassen.

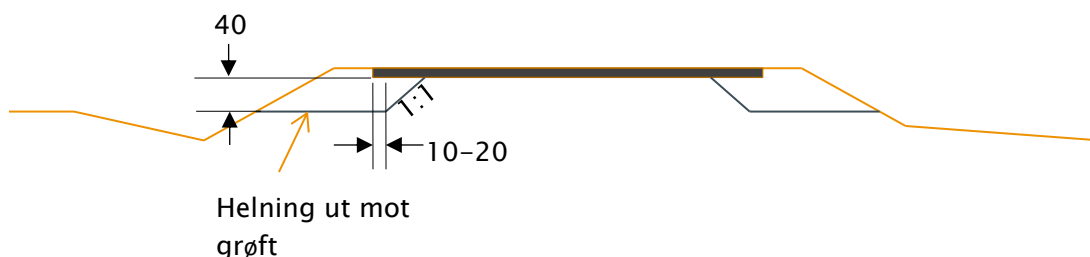
Til slutt legges et dekke av penetrert pukkk (IMT).

I tillegg foretas kantforsterkning. Denne utføres på en slik måte at vegkonstruksjonen også blir drenert. Grøfter/eksisterende dreneringsystem må rehabiliteres.

Fremgangsmåten er som følger:

#### 1. Fresing av eksisterende dekke og fjerning av masser på kantene.

- Dekke freses bort, men ikke dypere enn ca. 6 cm. Er asfalten tykkere kan resten bli liggende.
- Skulder og indre grøftkant fjernes til 40 cm under fresenivå. Massene fjernes til 10–20 cm innenfor eksisterende asfaltkant og avsluttes med en helning 1:1 som vist i figur C11. Planum for kantutskiftingen skal ha en helning ut mot nærmeste grøft.
- Nødvendig grøfterensk utføres.



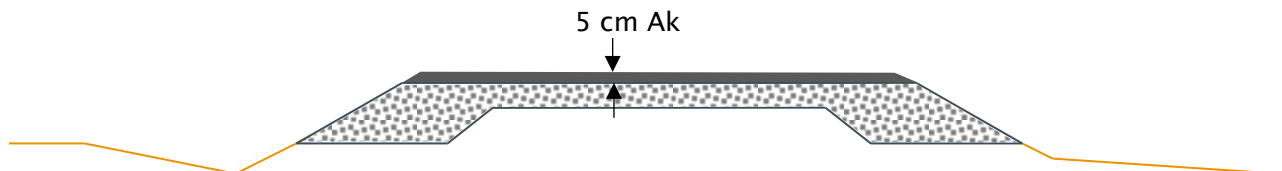
Figur C11 Prinsippet for kantforsterkning

#### 2. Utlegging av pukkk og eventuelt fiberduk

- For kantforsterkningen brukes pukkk i sorteringen 22/120. På selve vegen og over kantforsterkningen benyttes pukkk i sorteringen 22/63. Tykkelsen på dette laget skal være minimum 12 cm, men på svake partier skal dette økes etter behov. Når lagtykkelsen blir 20 cm eller større er sorteringen 22/120 også benyttet her.
- Det må vurderes fortløpende om det er behov for fiberduk under pukklaget for kantforsterkningen og på det freste underlaget.

### 3. Forkiling med fresemasser

- Pukklaget forkiles med Ak. Fresemassen fra det gamle dekket er benyttet. Fresemassen skal vannes godt og komprimeres. Tykkelsen på Ak-laget blir ca 5 cm.
- Eksisterende dekke er Gja og det er usikkert hvordan dette materialet vil oppføre seg som asfaltgranulat på vegen. Det er viktig at trafikk og sommervarme får komprimert massen. Det kan hende at materialet blir løst (skader med slag hull etc. som følge av nedbør) og at det kan bli nødvendig med en enkel forsegling.



Figur C12 Øvre bærelag av knust asfalt, Ak

### 4. Dekke

Som dekke er det benyttet penetrert pukk (Indränkt Macadam Tett, IMT). Dette dekket fungerte ikke tilfredsstillende.

### 5. Spesielle dreneringstiltak

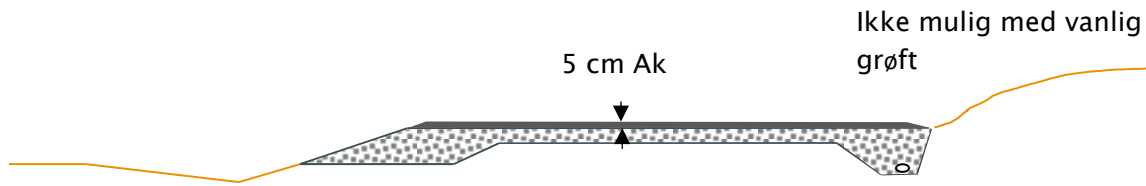
Det var stedvis ikke mulig å anlegge grøft pga. hager, gjerder etc. inn til vegen. Vegen er spesielt dårlig drenert på slike partier. Her ble det benyttet en pukkstreng som ble lagt så langt ut mot skulderkant som mulig. Pukkstrengen vil drenere vegoverbygningen samtidig som den vil hindre vann å trenge inn fra sidene. Dette er vist i figur C13 og C14.



Figur C13 Lukket drengroft med pukk

Vann fra grøften må ledes ut i det åpne drengssystemet; dvs. at dybden av denne lukkede grøften må ha samme dybde som de åpne grøftene (ca. 70 cm).

Dersom grøften er lengre enn 50 m, ble det lagt drengsrør i bunnen av grøften. Dette ble utført hvor behovet for denne typen drenering er størst.



Figur C14 Prinsippskisse av lukket drengroft

### Forsterkning Fv 238, Hp 2, km 0,000–1,550

Dekkerregisteret stemmer ikke for denne parsellen. Sannsynligvis er den dekkelagt sist i 2001 og dekketypen er sannsynligvis Agb.

Vegen var krakelert og oppsprukket i ytre hjulspor. Grøftetilstanden ble ansett som tilfredsstillende.

Tilstandsmålingene viste relativt bra tilstand mht. spor, men et dekke som bare er 10 år gammelt skal ikke ha den mengde sprekker som sees av ViaPPS-bildene.

Tilstandsutviklingen viste en levetid mht. spor på omkring 16 år.

#### Utført forsterkning

Da grøftetilstanden var adskillig bedre enn for strekningen på Hp 1, ble kantforsterkning ikke ansett som like nødvendig. For enkelte partier var det behov for denne typen tiltak, spesielt i noen kurver, og dette ble utført som beskrevet for Hp 1. Behovet ble vurdert nærmere etter hvert.

Eksisterende dekke ble frest bort i ca. 6 cm dybde.

Det ble på HP 2 benyttet samme type tiltak som på HP 1. Som forsterkningstiltak ble det brukt forkilt pukke som forkiles med Ak. Utførelse og krav til materialer er beskrevet i håndbok N200, pkt. 523.12. Pukke ble lagt ut i minimum 12 cm tykkelse og forkilt med den freste asfaltmassen.

Til slutt ble det lagt et dekke av penetrert pukke (IMT). Asfaltgranulatet av dette asfaltdekket ble antatt å fungere bedre som midlertidig dekke sammenlignet med asfaltgranulatet fra Hp 1, men man antok det kunne bli nødvendig med forsegling også her.

Torvkant på skulder ble fjernet til samme nivå som for fresingen. Det ble lagt vekt på at vann måtte dreneres ut fra laget av pukke og ned i grøftene.

For det svakeste partiet omkring km 1,200 ble tykkelsen på bærelaget økt noe.

## C 3 Fv 229, Lenvik kommune i Troms

Fv 229 i Troms er vist i kartskissen på figur C15 nedenfor. Trafikkmengder er ifølge NVDB: ÅDT = 180 og ÅDT-T = 20 (2010). Dette tilsvarer dimensjonering etter trafikkgruppe A.



Figur C15 Fv 229 på Senja i Troms

### Datagrunnlag

NVDB: Falloddsmålinger (sommer og teløsning) på ulike deler av vegen er fra årene 1989, 2002 og 2003. Spor- og jevnhetsmålinger og historiske dekkedata ble klarlagt.

Feltundersøkelser: På grunnlag av falloddsmålingene i NVDB ble det utført oppgravninger i de svakeste punktene langs vegen for å kartlegge dens oppbygning og kvaliteten på materialene. Prøvepunktene ble plassert ut fra bæreevne målinger og tilstand på dekket.

### Vegtilstand før forsterkning

Vegen har lav bæreevne og store dekkeskader. Figur C16 viser skader som består av dype hjulspor, kantskader/setninger, krakelering og langsgående sprekker.



Figur C16 Bilder fra Fv 229 i Troms før forsterkning

Oppgravingsprøver viser at vegen generelt består av 5–10 cm drensasfalt (lagt 1989) over 20–60 cm sandig grusig materiale (T1–T2) i 1–2 lag over torv (H2–H5) med tykkelser på 40–

140 cm og høyt vanninnhold (>100%) (deler av vegen) over sandig siltig (leirig) materiale (T4) med vanninnhold 13–17 %. Gjennomsnittlig dybde til torv er 53 cm og gjennomsnittlig dybde til bunn av torvlaget ned til middels/meget telefarlig materiale (T3–T4) er 98 cm.

Dreneringen langs vegen er mangelfull med for grunne grøfter. Manglende drenering er en medvirkende årsak til dekkeskadene, og det er derfor en forutsetning av grøftesystemet oppgraderes ved forsterkningen. Unntaket er over myrpartier der grøfting bør begrenses til grøfterensk uten å senke grøftebunn for å hindre videre setninger.

Eksempel på oppgravingsprøve er vist i figur C17.

Lag nr	Dybde	Tykkelse	Materiale	TF	%<63µm	w
1	0–9 cm	9 cm	Da			
2	9–33 cm	24 cm	Sandig grusig materiale	T2	13,5	8,3
3	33–70 cm	37 cm	Sandig grusig materiale	T1	6,9	17,4
4	70–116 cm	46 cm	Torv H3			545,5
5	116–129+ cm	13+ cm	Sandig grusig materiale (Våt)	T1	10,2	21,7

Figur C17 Typiske verdier fra en oppgravingsprøve på Fv 229



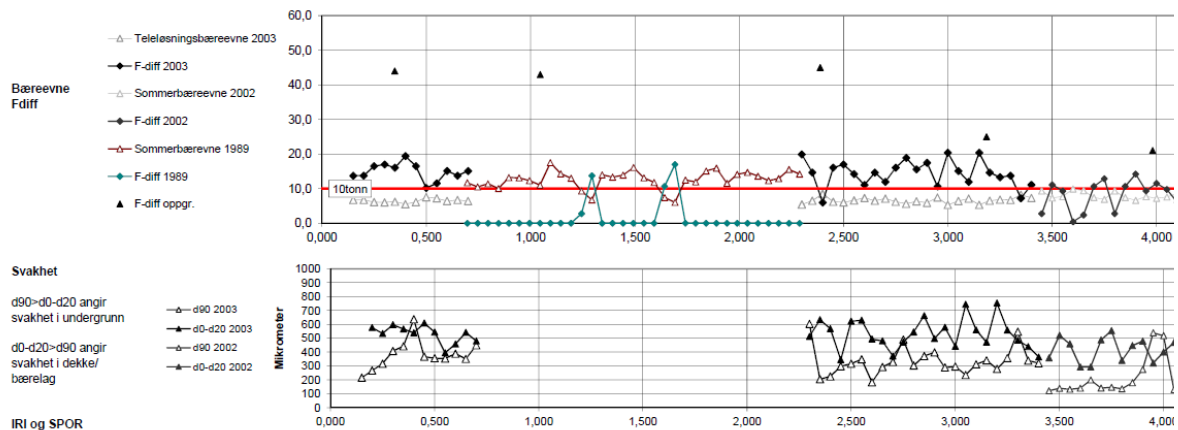
Figur C18 Bilder fra oppgravingen

## Bæreevne og forsterkningsbehov

Falloddsmålinger 2002 og oppgravingsprøvene ligger til grunn for vurdering av bæreevnen og forsterkningsbehovet ( $F_{DIFF}$ ). Vegen har meget dårlig bæreevne med strekningsbæreevne lik 5,9 tonn.

Forsterkningsbehovet basert på oppgravingsdata varierer fra 20–59, mens det basert på falloddsmålinger varierer fra 0–24.  $F_{DIFF}$  basert på oppgravingsprøver er beregnet ved å finne total styrke på eksisterende overbygning ved å multiplisere de ulike lagtykkelser med respektive lastfordelingskoeffisienter og sammenligne dette mot strykekravet for en ny veg på samme undergrunn.  $F_{DIFF}$  målt ved fallodd er vegens faktiske bæreevne i måletidspunktet.

Bæreevnen vil derfor variere noe over året. På grunnlag av skadeårsak og forsterkningsbehov er det valgt å bruke  $F_{DIFF} = 20$  over to ulike typer undergrunn (torv/myr og morene, T2) for den videre dimensjoneringen. På grunn av at  $F_{DIFF}$  beregnet ved oppgravinger er vesentlig høyere enn målt ved fallodd dimensjoneres det i tillegg med geonett over myrpartiene da geonettet forventes å ha en positiv effekt på sporutviklingen, bedre kantinnspenningen og sikre bæreevnen i anleggsfasen.



Figur C19 Utdrag fra falloddsmålingene og beregning av  $F_{DIFF}$  plottet langs vegen.

## Forsterkningsforslag

### Utbedring over myrpartier

De største skadene og den laveste bæreevnen er på partier med myr/torv og leire i undergrunn. Dette skyldes hovedsakelig setninger i torva som følge av belastningen fra vegoverbygningen og trafikken som følge av at vegoverbygningen er underdimensjonert og har for dårlig lastfordelende evne i forhold til undergrunnens styrke. Utbedringen over myrpartiene må lette belastningen på undergrunnen for å stoppe setningsutviklingen samtidig som overbygningen må styrkes for å kunne ta opp trafikklastene. Den nye overbygningen må være like tung eller lettere enn den eksisterende og den hydrostatiske likevekten må ikke forstyrres (grunnvannsnivået må holdes på samme nivå).

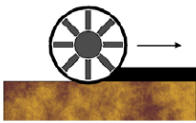
#### Forsterkningsforslag for $F_{DIFF} = 20$ på undergrunn av myr:

- Frese eksisterende dekke 10 cm: Stryketap:  $-10 \cdot 1,5 = -15$
- Fjerne eksisterende gruslag med 20 cm: Stryketap:  $-20 \cdot 0,75 = -15$
- Fiberduk kl 3
- 15 cm skumglass 10–50 mm, densitet maks  $225 \text{ kg/m}^3$ . (Eventuelt Leca med tilsvarende densitet. Vær obs på at Leca trenger sidestøtte, se N200)
- Armering med geonett av plast (40x40 mm rutenettstørrelse)
- Forsterkningslag/nedre bærelag: 20 cm Pukk 8/63 mm eller 11/63 mm
- Øvre bærelag: 5 cm Ak16 eller Ap16 (kvaliteten på fresemassen (Ak) må vurderes)
- Dekke: 3,5 cm Ma16

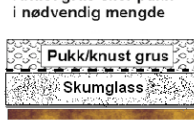
**Resultat:**

- Styrkeøkning = 22,5:  
 $-30 + 15 * 0,9 + 20 * 1,35 + 5 * 1,35 + 3,5 * 1,5 = 22,5$
- Materialkvaliteten på bærelag og dekke er forbedret
- Tyngde på ny overbygning  $\leq$  tyngde på gammel overbygning:
  - Gammel overbygning (fjernet):  
 $0,1 \text{ m} * 2,5 \text{ t/m}^3 + 0,2 \text{ m} * 1,9 \text{ t/m}^3 = 0,63 \text{ t/m}^2$
  - Ny overbygning (lagt til):  
 $0,15 \text{ m} * 0,225 \text{ t/m}^3 + 0,2 \text{ m} * 1,9 \text{ t/m}^3 + 0,085 \text{ m} * 2,5 \text{ t/m}^3 = 0,626 \text{ t/m}^2$
- Vegen er hevet med 13,5 cm

F-diff = 40 over myr

Fresing og opplasting  
av eksisterende dekkeFjerning av eksisterende  
grusbærelag

Fiberduk og Skumglass

Armeringsnett og  
Knust grus eller puk  
i nødvendig mengde

Anrikede fresemasser



Nytt dekke



(Modifisert etter Berntsen)

Figur C20 Prinsippfigur for forsterkningsmetode for veg på myr

**Utbedring over morenepartier**

Der vegen ligger på morenematerialer skyldes skadene i stor grad etterkomprimering av og indre skjær i bærelagsgrusen pga. av høyt vann- og finstoffinnhold. Utbedringsalternativene er oppgradering av bærelaget ved å tilføre et nytt bærelag eller stabilisering av eksisterende bærelag i kombinasjon med omfattende drenering.

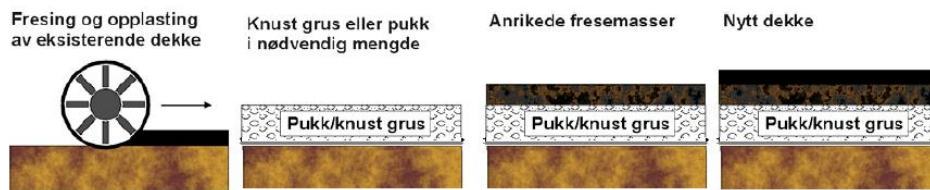
**Forsterkningsforslag for  $F_{DIFF} = 20$  på undergrunn av morene:**

- Frese eksisterende dekke 10 cm: Stryketap:  $-10 * 1,5 = -15$
- Fiberduk kl 3
- Forsterkningslag/nedre bærelag: 20 cm Pukk 8/63 mm eller 11/63 mm
- Øvre bærelag: 5 cm Ak16 eller Ap16 (kvaliteten på fresemassen (Ak) må vurderes)
- Dekke: 3,5 cm Ma16

**Resultat:**

- Styrkeøkning = 24:  
 $-15 + 20 * 1,35 + 5 * 1,35 + 3,5 * 1,5 = 24$
- Materialkvaliteten på bærelag og dekke er forbedret
- Vegen er hevet med 18,5 cm
- Overbygningen ligger bedre drenert

F-diff = 20 over morene

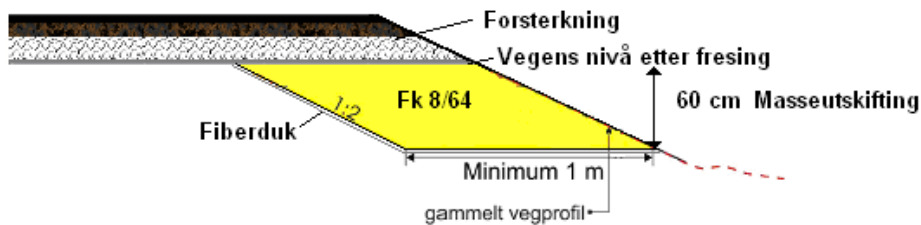


(Modifisert etter Berntsen)

Figur C21 Prinsippfigur for forsterkningsmetode for veg på morene

### Kantforsterkning

I tillegg til den generelle forsterkning bør det kantforsterkes der det er stor sporutvikling i ytre hjulspor, dette pga. at vegen er høvlet ut over tid som grusveg og dermed består kantene av finstoff som gir etter for trafikkbelastningene. Kantforsterkningen utføres etter fresing av dekke og bærelagsgrus, men før forsterkning, som vist i figur C22.



(Modifisert etter Berntsen)

Figur C22 Prinsippfigur for kantforsterkning

## C 4 Fv 77 Tverrfjord–Myrnes, Finnmark

På Fv 77 på Loppa i Finnmark er det utarbeidet forslag til forsterkning på to delstrekninger. Dette er:

Fv 77 Hp 3 km 0,270 – 4,700

Fv 77 Hp 3 km 11,900 – 23,600

Strekningene er vist i kartskissen på figur C23 nedenfor. For begge strekningene er ÅDT på 45, med 10 % tunge kjøretøy.





Figur C23 Strekninger med forsterkningstiltak på Fv 77

På grunnlag av falloddsmålinger utført 20.07.2010 og VidKon-bilder er det laget et forslag til forsterkning på strekningene. Sammendrag av strekningsbæreevnen er vist i figur C24 nedenfor.

Bæreevne (tonn), felt 1				
Middel	Min	Max	10%	Andel <10 tonn
11,2	5,2	18,8	8,3	Ca. 28 %

Figur C24 Strekningsbæreevne for vegstrekninger med forsterkningsbehov

Vegen er forsøkt delt inn i ensartede parseller basert på målt bæreevne som vist i figur C25 nedenfor. Det er to parseller på den første delstrekningen og tre parseller på den andre.

Km fra	Km til	Gjennomsnittlig bæreevne	Gjennomsnittlig $F_{DIFF}$	Tiltak
0,270	2,450	12,5	0,1	Dekke + bærelag*
2,450	4,700	11,7	0,7	Dekke + bærelag*
11,900	18,300	12,2	0,1	Dekke + bærelag*
18,300	22,000	9,6	3,0	Dekke + bærelag + noe masseutskifting
22,000	23,600	8,1	6,5	Dekke + bærelag**

\* Ikke behov for bærelag ut fra bæreevne måling, men ut fra dekkeskader

\*\* Ingen masseutskifting pga. liten trafikkbelastning og ingen større dekkeskader

Figur C25 Inndeling i ensartede forsterkningsparseller på Fv 77

En sjekk mot VidKon viser at dekkeskadene i hovedsak består av smårutet krakelering og slaghull, noe som tyder på vannømfintlig bærelag. Bæreevne målingene ble gjort under tørre forhold midt på sommeren og viser da tilfredsstillende bæreevne på mesteparten av vegen. Skadebildet tyder imidlertid på betydelig svakere bæreevne i teleløsningen. Det anbefales

derfor å oppgradere bærelaget, noe som vil øke levetiden på dekket. Det er også noen kortere partier med større dekkeskader som bør vurderes masseutskiftet.



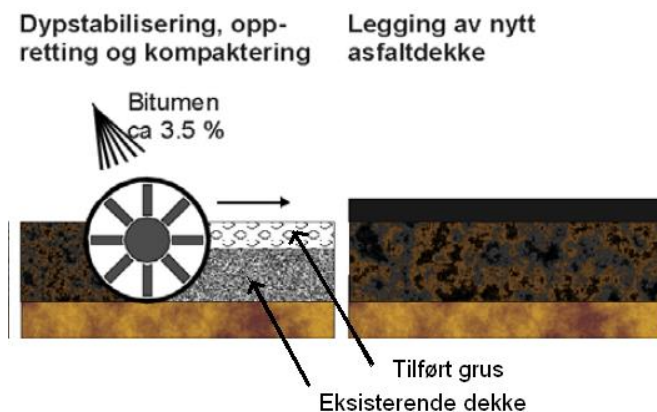
Parti med smårutet krakelering



Parti som bør masseutskiftes

Figur C26 Bilder fra Fv 77 før forsterkning

Formålet med å oppgradere bærelaget er å gjøre bærelagsmaterialene mindre vannømfintlige. En vanlig måte å gjøre dette på er ved dypstabilisering med bitumen med eller uten tilsetning av grusmaterialer. For å kunne dimensjonere denne forsterkningen bør man ha oppgravingsprøver av bærelaget, noe som ikke er tilfellet her. Som en tommelfingerregel om man ikke har data brukes normalt ca. 3,5 % bitumen. For å være sikker på at resultatet blir bra kan det være en fordel å tilsette noen cm med knust grusmateriale som vil forbedre stabiliteten på det endelige materialet. Siden vegen ligger mye langs fjellskjæringer er det antatt at det kan være stor stein i eksisterende overbygning som kan vanskeliggjøre fresing ned i konstruksjonen. Derfor anbefales det å tilføre 5–7 cm Fk 0/32 mm direkte på eksisterende veg som høvles slik at vegen får riktig tverrprofil. Deretter freses dette sammen med eksisterende dekke (Dog) og øverste del av bærelaget i 15–20 cm tykkelse samtidig som det tilsettes 3,5 % skumbitumen B370. Deretter legges et nytt Ma dekke (4 cm).



Figur C27 Prinsippskisse for dypstabilisering

	Tykkelse	Lastfordelingskoeff.	Styrkeøkning
Tilført Fk 0/32 mm	~ 5 cm	1,5	7,5
Eksisterende dekke	4 cm		
Dekke, Ma	4 cm	1,5	6,0
<b>Sum</b>			<b>13,5</b>

\* Etter dypstabilisering.

*Figur C28 Økning av indeksverdi ved foreslått tiltak*

Målt  $F_{DIFF}$  ligger på 12–14 på de svakeste partiene slik at denne forsterkningen vil være tilstrekkelig for å oppnå 10 tonnns sommerbæreevne. Et nytt bærelag bør også være min. 10 cm for at det skal få tiltenkt effekt.

På partier med store dekkeskader som kan skyldes dårlige materialer dypere enn i bærelaget bør det i tillegg vurderes masseutskifting med T1-materialer (for eksempel kult 10/100 mm) ned til 150 cm dybde. Fiberduk kl. 3 legges i traubunn. Forslag til partier som bør vurderes masseutskiftet:

Km fra	Km til	Lengde*
19,400	19,490	0,090
20,870	21,030	0,160
<b>Sum</b>		<b>0,250</b>

\* Utkiling (min. 15 meter til hver side) mot tilstøtende veg er ikke medregnet.

*Figur C29 Strekninger med behov for masseutskifting*

Det anbefales at det utføres grøfterensking på hele strekningen. Der grøftedybden er mindre enn 60 cm bør den også økes.

## C 5 E6 Hp14, Baukop, Porsanger kommune, Finnmark

På bakgrunn av nye oppgravingsprøver og vegbilder er det laget et forslag til utbedring av Ev6 Hp 14 km 10,540–12,500 ved Baukop. Strekningen er vist i figur C30 nedenfor. ÅDT for strekningen er 670, med 18 % tunge kjøretøy.



Figur C30 Kartskisse med forsterkningsprosjekt på E6 Hp 14 nord for Lakselv



Figur C31 VidKon-bilde fra strekningen på E6 Porsanger

Oppgravingsprøvene viser at vegen er bygd opp av varierende tykkelser med mykasfalt (5–16 cm), delvis i flere lag. Det er også delvis utført oppretting med vannømfintlig knust grus 0–22 mm i tykkelse 8–12,5 cm over et gammelt asfaltlag i tykkelse 3–6 cm (såkalt «sandwich»-konstruksjon). Under dette er det et lag med delvis knust grus 0–45(90) mm, T1–T2 (bærelag) over naturgrus T1 med rund kornform. Kun ved km 10,555 er bærelagsgrusen vannømfintlig. Ved km 10,555 er det også et lag med siltige masser over naturgrusen. Gravedybden ved alle prøvepunktene var ca. 0,6 m.



Figur C32 Bilde fra oppgravingen på E6 Porsanger

Kvartærgeologisk kart for området viser at vegstrekningen går over marine avsetninger og myr. En kan derfor ikke utelukke at det finnes mer telefarlig materiale i dybden og at skadene delvis skyldes telehiving. Naturgrusen som er angitt i prøvene er sannsynligvis fyllmasser og under denne vil det mest sannsynlig være telefarlige materialer. Skadene på vegoverflata ser partivis også ut som telesprekker. Skadene skyldes derfor delvis telehiv, vannømfintlig grus i «sandwich»-konstruksjon og manglende lastfordeling over naturgrusen.

$F_{DIFF}$  basert på oppgraving km 11,695

Lag	Type	Dybde bunn lag	Tykkelse	lastfordel.koeff.	SI
1	Ma	16	16	1,25	20
2	Grusbærelag	30	14	1	14
7	Naturgrus, rund stein, T1 (Undergrunn)			Sum	34
	Bæreevnegruppe 3			Krav	69
				$F_{DIFF}$	<b>35</b>

Figur C33 Eksempel på beregning av  $F_{DIFF}$  basert på oppgravingsdata

For det første må det nederste asfaltlaget brytes opp slik at mellomliggende grus blir drenert. Dette vil innebære tørrfresing ned til ca. 25 cm dybde. Innfresing av asfalt i bærelagsgrusen vil forbedre kornkurven til denne. I tillegg bør det partivis gjøres tiltak mot telehiv. Full frostsikring av vegen er imidlertid lite aktuelt da det vil medføre store utskiftingsdybder. I tillegg må det utføres drenering (grøftedybde min. 75 cm), nytt bærelag av Ag og nytt slitedekke av Agb. Partier med telehiv/telesprekker bør i tillegg frostsikres med Fk/Gk 0–63 mm ned til minimum 1,5 meters dybde.

Eksempel på dimensjonering av forstrekningstiltaket er vist i figur C34 nedenfor.

**Dimensjonering av tiltak**

Tiltak	Tykkelse	Økning i lastfordel.koeff.	Styrkeøkning
Fres eksisterende Ma ned i grusen	25	0,25	6,25
Nytt øvre bærelag, Ag16	6	3	18,00
Nytt dekke, Agb16	4	3	12,00
	Styrkeøkning		36,25

\* øker lastfordeling fra 1,00 til 1,25

*Figur C34 Eksempel på beregnet økte indeksverdier ved forsterkning*

## Litteratur

1	<i>Systematisk utvikling av riks- og fylkesvegnettet</i> (SURF). Statens vegvesen, rapport nr 242.
2	<i>Trafikksikkerhetsrevisjon og -inspeksjon</i> . Statens vegvesen, håndbok V720.
3	<i>Guide for Conducting Forensic Investigations of Highway Pavements</i> Transportation Research Board, NCHRP Report 747, 2013
4	Anne Lalague <i>Undersøkelse av E6 med georadar. Melhus</i> SINTEF Byggforsk SBF2013A0072, 2013
5	<i>Förstäkningsåtgärder</i> Trafikverket, Sverige, publ. 2012:090
6	TRVMB 112. <i>Defleksjonsmåtning vid provbelastning med fallviktsapparat</i> Trafikverket, Sverige, TRV 2012:050
7	TRVMB 114. <i>Bearbetning av defleksjonsmåtdata, erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat.</i> Trafikverket, Sverige, TRV 2012:051
8	Long-Term Pavement Performance Program <i>Manual for Falling Weight Deflectometer Measurements</i> Publication No. FHWA-HRT-06-132 December 2006
9	The Highways Agency, Scottish Executive, Welsh Assembly Government, the Department for Regional Development Northern Ireland. <i>Design Manual for Roads and Bridges</i> Volume 7 Section 3 Part 2, Data for pavement assessment
10	ARRB Transport Research <i>Pavement Rehabilitation: A Guide to the Design of Rehabilitation Treatments for Road Pavements</i> Austroads 2004
11	Munir D. Nazzal and Louay N. Mohammad <i>Estimation of Resilient Modulus of Subgrade Soils Using Falling Weight Deflectometer</i> Transportation Research Record 2186, Transportation Research Board, USA, 2010
12	Mara Nord Project <i>The Use of GPR in Road Rehabilitation Projects</i> INTERREG IV/A/NORD Rovaniemi, Finland, 2011
13	Anne Lalagüe <i>Undersøkelse av E6 med Georadar – Strekning Tonstad/Klett. Bestemmelse av asfalttykkelse</i> SINTEF Byggforsk Infrastruktur Rapport SBF2012A0218

- 14 | Statens vegvesen  
*Håndbok 018 Vegbygging*  
Utgave Januar 1999



# Vedlegg

## Vedlegg 1 Forsterkning av veg, standardkrav

Mange vegprosjekter er en kombinasjon av bygging av ny veg og utbedring av eksisterende veg. Da E 6 i Østfold ble utvidet til fire felt, ble to av feltene bygget som ny veg, mens de to resterende var langt på vei en utbedring av en gammel veg. Man ønsket ikke forskjellig standard avhengig av kjøreretningen og hele vegen ble bygget etter krav som for ny veg.

Da E 6 i Akershus ble utvidet til fire felt mellom Jessheim og Mjøsa, ble det meste av den gamle betongstrekningen beholdt selv om vegdekket ikke oppfylte alle krav som gjelder for en nybygget veg.

Man er i hvert enkelt tilfelle nødt til å vurdere hvorvidt ombyggingen er så omfattende at man må bruke kravene til nybygget veg, eller om det kan betraktes som en forsterkning med reduserte krav for noen av funksjonsegenskapene.

### Initialjevnhet og initialspor, rettholtsverdier

Håndbok N200 har i figur 520.4 og 604.1 en del geometriske krav til utførte arbeider. For vegdekker er det presisert at de geometriske kravene i figur 604.1 også gjelder ved forsterkningsarbeider. En tilsvarende presisering finner man ikke for figur 520.4. I denne rapporten er det forutsatt at kravene i håndbok N200 kap. 520 også gjelder forsterkningsarbeider.

Figur V1.1 viser et utdrag av kravene i figur 520.4 og 604.1 i håndbok N200.

Maksimalverdier for avvik fra prosjekterte høyder og bredder er ikke gjengitt i figuren. De kommer bare til anvendelse der hvor arbeidene er detaljprosjekttert slik at prosjekterte data foreligger i en vegmodell eller som utsettingsdata.

Toleranse	Vegtype	Hoved- og samleveger (H, S)	Andre veger (A, G/S)
		Enkeltverdi	Enkeltverdi
Forsterkningslag, jevnhet målt med 3 m rettholt, når overliggende lag er:	<ul style="list-style-type: none"> <li>• bituminøst bærelag, maks.</li> <li>• mekanisk stab. bærelag maks.</li> </ul>	15	15
		25	30
Bærelag	Jevnhet målt med 3 m rettholt, maks.	10	15
Bindlag	Jevnhet på tvers <sup>2)</sup>		
	- målt med 3 m rettholt, maksimum	8	10
	Langsgående skjøter, maks <sup>7) 8)</sup>	4	6
	Jevnhet på langs <sup>2)</sup>		
	- målt med 3 m rettholt, maksimum	6	8
Slitelag	Jevnhet på tvers <sup>2)</sup>		
	- målt med 3 m rettholt, maksimum	6	8
	- målt med bilmontert laser, maks. <sup>3)</sup>	5	7
	Langsgående skjøter, maks <sup>7)</sup>	4	6

Jevnhet på langs		
- målt med 3 m rettholt, maksimum	6	8
- IRI ved ÅDT $\geq$ 3000, maksimum <sup>3)</sup> (mm/m)	2,0	2,5
- IRI ved ÅDT $<$ 3000, maksimum <sup>3)</sup> (mm/m)	2,5	3,0

<sup>2)</sup> Jevnhetskravene skal også gjelde for skjøter.

<sup>3)</sup> Målt med bilmontert laser, angis som 90%-verdi pr. kjørefelt med lengde 600-1600 meter

<sup>7)</sup> Målt med 1 m rettholt, evt 1 m vater

<sup>8)</sup> Gjelder dersom bindlag skal fungere som midlertidig slitelag

Figur V1.1 Utdrag av geometriske krav ved forsterkningsarbeider

Blant annet fordi forsterkningstiltaket ofte er over strekninger som er kortere enn 600 meter, bør kravene til spor ikke baseres på 90/10-verdier som i vist i figur V1.1. Kravene i figur V1.2 gjelder for middelveidier over delstrekninger med lengde 100 meter (middel av 5 stk. målverdier med lengde 20 meter).

Toleranse	Vegtype	Hoved- og samleveger (H, S)	Andre veger (A, G/S)
Slitelag			
Jevnhet på tvers			
- målt med bilmontert laser, maks. (mm)		3,0	5,0
Jevnhet på langs			
- IRI ved ÅDT $\geq$ 3000, maksimum (mm/m)		1,5	1,7
- IRI ved ÅDT $<$ 3000, maksimum (mm/m)		2,0	2,2

Figur V1.2 Krav til spor og IRI målt med laser på målebil dersom delstrekningens lengde er mindre enn 600 meter, middelveidier over 100 meter.

## Funksjonell dekkelevetid

Forsterkningsarbeider skal dimensjoneres for summen av ekvivalente 10 tonn aksellastpasseringer i en dimensjoneringsperiode på 20 år.

Både med hensyn på spor og jevnhet skal vegdekket etter forsterkning ha en dekkelevetid som minst er som angitt i figur V1.3. Kravene i figur V1.3 er basert på Vedlikeholdsstandardens krav til spor og jevnhet, håndbok R610 utgave 2012.

a	ÅDT					
	$\leq$ 300	301 1500	1501 3000	3001 5000	5001 10 000	10 001 20 000
Dekkelevetid, år	20	18	16	15	13	11

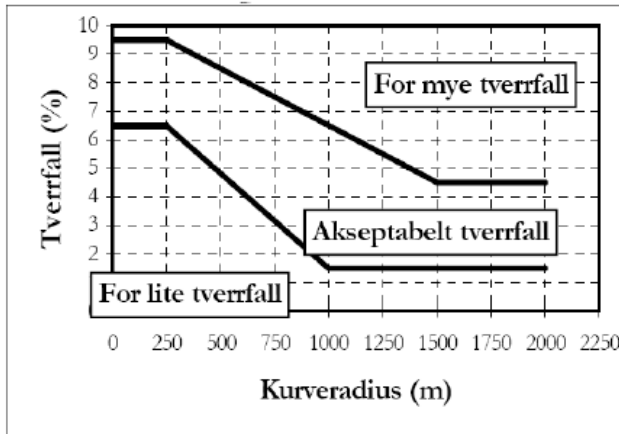
Figur V1.3 Minste dekkelevetid etter utført forsterkningstiltak, år

Ved forsterkningsarbeider som inkluderer fresing og anrikning av eksisterende materialer i vegoverbygningen, dypstabilisering, aksepteres det at komprimeringen av oppfrest masse ikke er like god som den komprimering man opprinnelig hadde som en følge av mange års trafikk. Dette innebærer at dekket har en kortere dekkelevetid frem til første dekkefornyelse etter utført forsterkning.

I en periode på minst 10 år etter tiltaket skal andelen med krakelering eller andre sprekker ikke overstige 10 % av kjørebanearealet regnet over en veglengde på 200 meter. I samme periode skal dekket være uten slag hull, lapping eller åpne midtskjøter.

## Tverrfall og resulterende fall

Vegens tverrfall skal etter forsterkning oppfylle kravene i håndbok R610



Figur V1.4 Krav til tverrfall, Håndbok R610

Resulterende fall skal minst være 2 % og sikre god avrenning fra vegbanen. Oppbygging av overhøyde i kurver skal utformes slik at kravene er oppfylt alle steder.

## Setninger på langs

Kravene i kap 205 i Håndbok N200 bør også gjelde ved forsterkning av veg.

## Begrensninger i materialanvendelse

Begrensninger i håndbok N200 med hensyn til materialanvendelse i forhold til trafikkmengde, gjelder også ved forsterkningsarbeider.

## Stikkrenner

Dersom forsterkningsarbeidet inkluderer utskifting eller utbedring av stikkrenner, skal man sikre at stikkrennens kapasitet oppfyller kravene i håndbok N200.

Utbedringen skal ha en funksjonell levetid på minst 50 år uten behov for utbedringstiltak. Dette gjelder også stikkrennens inn- og utløp. Et unntak fra dette kravet er midlertidige utbedringer når det foreligger konkrete planer om vegomlegging eller andre tiltak som reduserer behovet for stikkrennens funksjonstid.

Ved etablering av nye stikkrenner og ved utskifting av eksisterende skal det etableres utkilinger i samsvar med kravene i håndbok N200. Utkilingsdybden skal minst tilsvare frostsikringsdybden ved frostmengden  $F_{10}$ .

## Vedlegg 2 Bearbeiding av data fra falloddsmålinger

Verdiful informasjon om praktisk anvendelse av falloddsmålinger kan hentes fra hjemmesidene til FWD User Group, hvor man blant annet kan finne presentasjoner fra årlige møter: <http://fwdug.org/meeting-information/past-presentations/>

### Temperaturmålinger

Måling av lufttemperatur og dekketemperatur inngår i de dataene som registreres ved nedbøyningsmålinger med fallodd. Håndbok N211, Feltundersøkelser angir imidlertid ingen regler for hvordan dekketemperaturen skal måles.

Det svenske Trafikverket metodbeskrivning angir at dekketemperaturen skal måles dersom asfalttykkelsen er mer enn 40 mm. Dekkets overflatetemperatur måles ved hjelp av IR eller liknende og utføres ved hver måling. Dekkets indre temperatur måles en gang per time, evt. oftere dersom marktemperaturen endres med mer enn 5°C. Det kan være aktuelt å måle temperaturen i flere dybder, f.eks. i trinn på 50 mm. Det må gå minst 10 minutter fra boring av hull til måling utføres. Det anbefales å bruke glyserol for å få god kontakt mellom dekke og temperaturføler.

Det britiske regelverket, ref. 9, angir at dekketemperaturen skal måles 100 mm ned i dekket. Det brukes slagbormaskin for å etablere hull for temperaturmålingen. For å sikre godt kontakt mellom dekket og temperaturføler skal det brukes glyserol e.l. i hullet. Temperaturmåling skal utføres ved oppstart av målingene og deretter minst hvert 30. minutt. Dersom målingene veksler mellom vegdekke i sol og skygge, skal det utføres supplerende temperaturmålinger.

I Australia angis det at det mest vanlige er at temperaturmålingene utføres i en dybde 30 mm fra dekkeoverflaten. Det er videre presisert at målingene må fange opp endringer som skyldes overganger mellom sol og skygge og variasjoner over døgnet.

Manualen for falloddsmålinger på LTPP-strekninger i USA, ref. 12, angir temperaturmålinger i opp til 5 dybder avhengig av asfalttykkelsen. Dybdene er 25 mm, 50 mm, 100 mm, 200 mm og 300 mm.

### Kalibrering av fallodd

Ref. 12 gir en beskrivelse av kalibrering av fallodd i to nivåer. Det er krav om slik kalibrering dersom resultatene skal knyttes til LTPP-strekninger.

- Relativ kalibrering
- Referansekalisering

Referansekalisering skal utføres på et kalibreringscenter sertifisert av AASHTO. Det er for tiden 11 slike sentre i USA, ett i Mexico, ett i Canada og ett i Danmark (Grontmij). Dynatest angir at de kan utføre referansekalisering i Danmark og i Florida, samt med et mobilt kalibreringsutstyr.

## Korreksjon av nedbøyningsdata

I prinsippet kan det være aktuelt å gjennomføre to typer korreksjoner av nedbøyningsdata.

- når registrert maksimal kraft på platen avviker fra en på forhånd ønsket verdi
- når asfalttemperaturen avviker fra en valgt standardtemperatur

I Australia er tillatt avvik for registrert maksimal kraft satt til  $\pm 15\%$ , i Sverige er tillatt avvik  $\pm 5\%$ , for LTPP strekninger i USA er tillatt avvik  $\pm 2,5\%$ . Dersom avviket er mer enn dette, skal målingen forkastes. I Norge er tilsiktet maksimal kraft som oftest 50 kN. Innenfor tillatte avvik kan man tillate seg å anta at det er proporsjonalitet mellom kraft og nedbøyning, og korrigert nedbøyning beregnes ut fra likningen nedenfor.

$$d_{korr,i} = d_{m\ddot{a}lt,i} * \frac{50}{P}$$

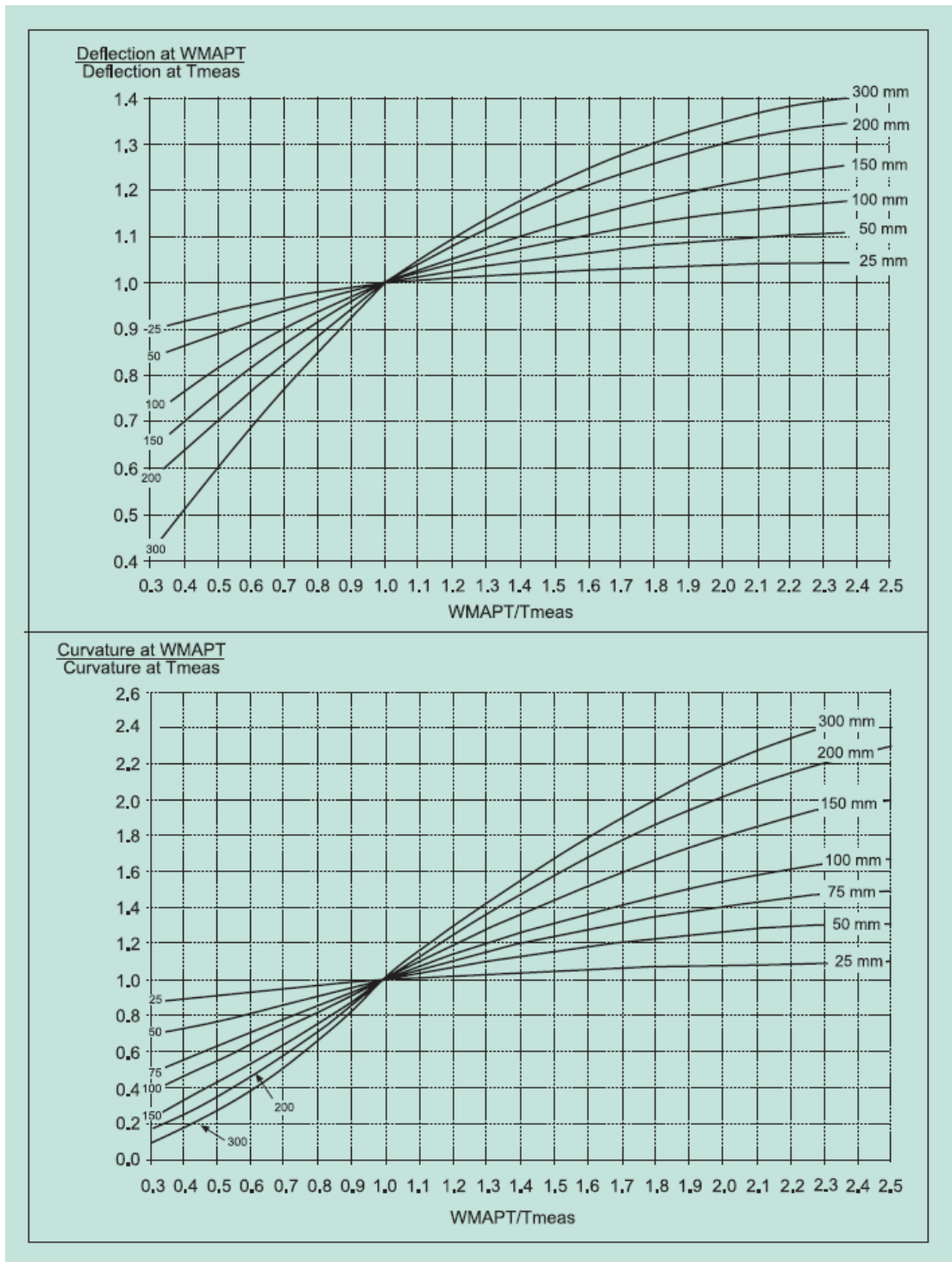
hvor  $d_{korr,i}$  = korrigert nedbøyning i avstand i fra lastsentrum  
 $d_{m\ddot{a}lt,i}$  = målt nedbøyning i avstand i fra lastsentrum  
 P = målt maksimal kraft, kN

Korreksjonen i likningen over benyttes av de fleste land, forutsatt at avvikene i maksimal kraft er innenfor angitte toleranser.

Korreksjon eller omregning til en standard asfalttemperatur er noe mer komplisert. I Australia brukes det en omregning til en temperatur som er lik stedets årlige gjennomsnittlige asfalttemperatur. Korreksjonen av nedbøyningen  $d_0$  og krumningen  $d_0 - d_{200}$  baseres på forholdet  $f_T$  som er:

$$f_T = \frac{\text{Stedets årlige midlere asfalttemperatur, WPAPT}}{\text{Asfalttemperaturen på måletidspunktet}}$$

For korreksjon brukes figurene som vist nedenfor.



Figur V2.1 Korreksjon av største nedbøyning og krumning som funksjon av asfalttykkelse og temperatur.

## Beregning av bæreevnen

Bæreevnen uttrykkes i Norge ved hjelp av formelen nedenfor.

$$B_{\text{asfalt}} = 11 \cdot \left( \frac{E_{\text{dim}}}{200} \right)^{0,6} \cdot \left( \frac{50}{\text{ADT}_T} \right)^{0,072}$$

hvor  $E_{\text{dim}}$  (MPa) beregnes ut fra uttrykket nedenfor.

$$E_{\text{dim}} = \frac{110 \cdot p}{\sqrt{d_0 \cdot (d_0 - d_{20})}} \text{ (MPa)}$$

- hvor
- $p$  = maksimalverdien for belastningen på platen, MPa
  - $d_0$  = nedbøyningen for geofonen i lastsentrum, mm
  - $d_{20}$  = nedbøyningen for geofonen 20 cm fra lastsentrum, mm

I tillegg til uttrykket for bæreevne er det en rekke forskjellige formler for forenklet analyse av overbygningens styrke basert på nedbøyningsdata.

I Norge benyttes krumningstallet

$$K = \frac{d_0}{d_0 - d_{20}}$$

som et grunnlag for å vurdere hvor høyt opp i vegfundamentet de største svakhetene ligger.

- Dersom  $K > 5$ , antas de største svakhetene å ligge i forsterkningslaget eller i grunnen.
- Dersom  $3 < K < 5$ , antas de største svakhetene å ligge i bærelaget eller forsterkningslaget.
- Dersom  $K < 3$ , antas de største svakhetene å ligge i bærelaget eller dekket.

Internasjonalt finner man en rekke andre uttrykk for vurdering av nedbøyningsresultatet. Noen eksempler er gjengitt nedenfor.

Surface Curvature Index:  $SCI = d_0 - d_{30}$

Base Curvature Index:  $BCI = d_{60} - d_{90}$

Base Damage Index:  $BDI = d_{30} - d_{60}$

Area Under Pavement Profile:  $AUPP = 0,5 \cdot (5d_0 + 2d_{30} + 2d_{60} + d_{90})$

I tillegg til disse formlene finner det flere forskjellige uttrykk for beregning av grunnens E-modul, ofte basert på nedbøyningen for geofon plassert 900 mm fra platens sentrum.

I Florida brukes formelen nedenfor, ref. 11.

$$E_{FWD} = 0.03764 \left( \frac{P}{d_{36}} \right)^{0.898}$$

hvor  $E_{FWD}$  = E-modulen for materialet i grunnen, ved FWD-måling (psi)  
 $P$  = belastningen på platen (lb)  
 $d_{36}$  = nedbøyning for sensor 36 inches (ca 90 cm) fra lastsentrum (in)

Omregnet til SI-enheter blir likningen:

$$E_{FWD} = 284,9 * \left( \frac{P}{d_{90}} \right)^{0.894}$$

hvor  $E_{FWD}$  = E-modulen for materialet i grunnen, ved FWD-måling (MPa)  
 $P$  = belastningen på platen (kN)  
 $d_{90}$  = nedbøyning for sensor 90 cm fra lastsentrum (microns)

Det svenske Trafikverket bruker et litt annet uttrykk:

$$E_u = \frac{52000}{d_{900}^{1,5}}$$

hvor  $E_u$  = E-modulen for materialet i grunnen, ved FWD-måling (MPa)  
 $d_{900}$  = nedbøyning for sensor 900 mm fra lastsentrum (microns)

De to uttrykkene over gir ikke helt det samme resultat. En mulig årsak kan være av den svenske formelen er basert på måling med KUAB som er et fallodd med tomassesystem, mens man i USA i det alt vesentlige bruker fallodd med enmassesystem. I 2008 var det rapportert anvendelse av 62 fallodd av typen Dynatest, 15 av type JILS og 6 av type KUAB.

I Storbritannia brukes  $d_{1500}$ , korrigert til 50 kN kraft, som et uttrykk for grunnens stivhet.

Det finnes også en del uttrykk for beregning av tøyning i underkant av asfaltlaget ut fra nedbøyningsbassenget. Metodbeskrivning 114 Bearbetning av defleksjonsmåldata, erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat fra Trafikverket angir f.eks. følgende uttrykk:

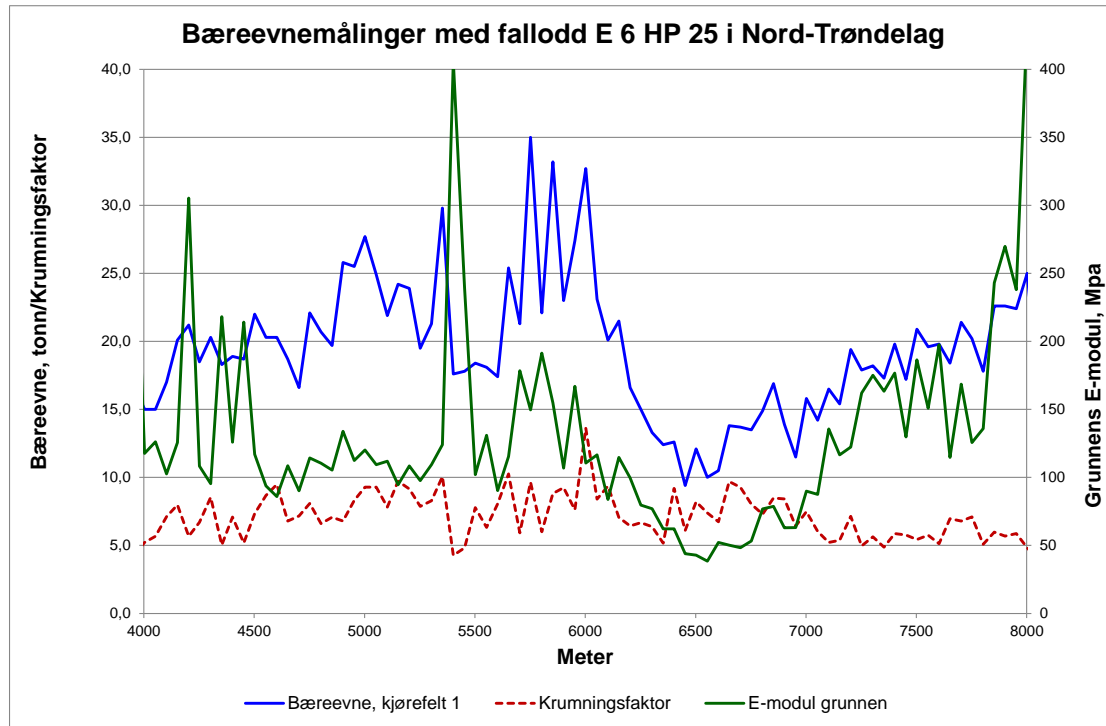
$$\varepsilon_a = 37,4 + 0,988 * d_0 - 0,553 * d_{30} - 0,502 * d_{60}$$

Alle de forskjellige uttrykkene som brukes i forbindelse med nedbøyningsmålinger, krever at det etableres en korrelasjon mellom måleresultatene og parametre som uttrykker vegoverbygningens styrke og forsterkningsbehovet basert på norske forhold.

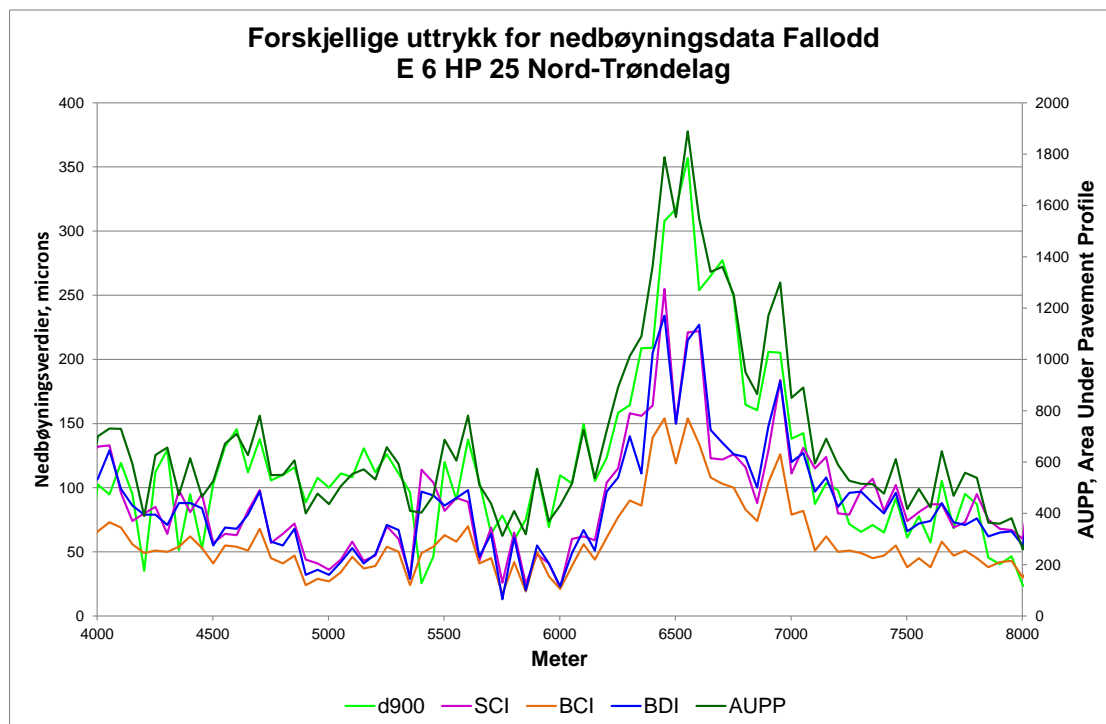


## Et eksempel fra E 6 i Nord-Trøndelag

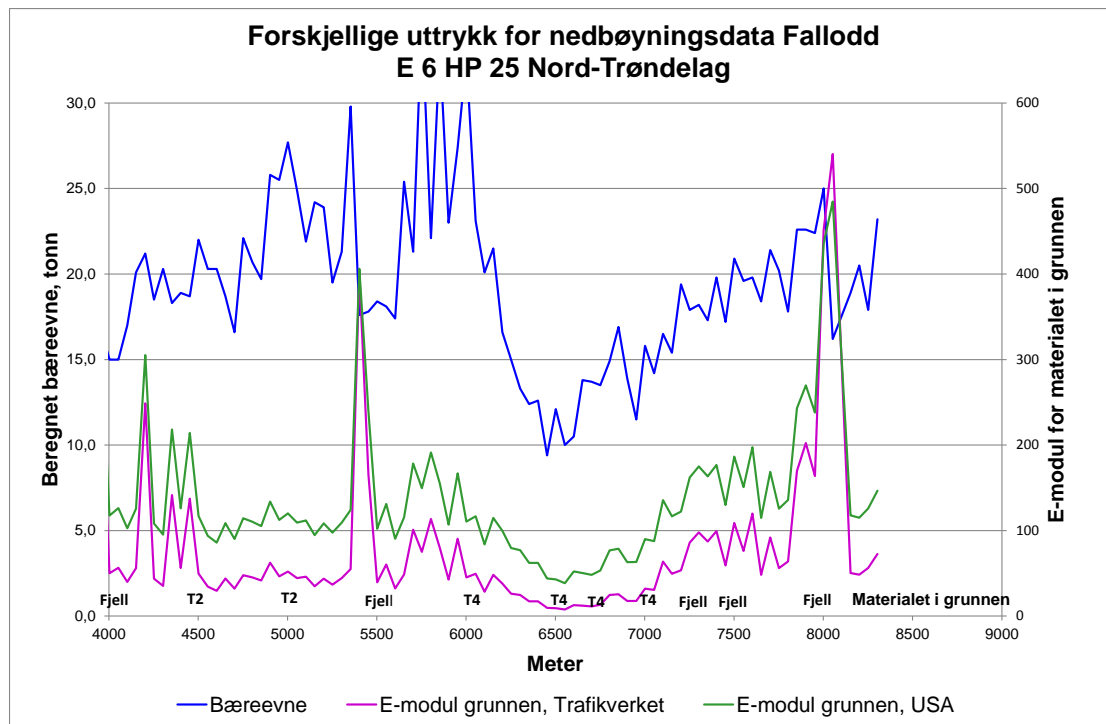
Figurene nedenfor viser noen sammenstillinger av de bæreevne- indeksverdier som er beskrevet ovenfor. Oppgravingsdataene for strekningen viser at grunnforholdene varierer fra fjell til grus/sand/morene med noe finstoff T2 og silt/leire T4.



Figur V2.2 Bæreevne, krumningsfaktor og E-modul for materialet i grunnen



Figur V2.3 Diverse indeksverdier basert på nedbøyning ved fallodds måling



Figur V2.4 Bæreevne og E-modul for materialet i grunnen basert på to formelverk

For strekningen på E 6 mellom Grong og Gartland i Nord-Trøndelag viser krumningsfaktoren i figur V2.2 at materialene i grunnen og i forsterkningslaget antagelig står for de største svakhetene i vegkonstruksjonen, med noen unntak hvor det er fjell i grunnen. Det er noen forskjeller, men i hovedsak er det relativt godt samsvar mellom variasjonene for de forskjellige indeksverdier som er presentert i figur V2.3. Nyttan av de forskjellige indeksverdier må antas å være begrenset inntil analyser kan dokumentere en tilfredsstillende betydning for styrke eller andre funksjonelle egenskaper for vegoverbygningen.

### Tilbakeregning av E-moduler

Et alternativ til disse forenklete uttrykk er en full tilbakeregning av E-moduler i grunnen og i de forskjellige lagene i overbygningen. En mulighet er da å estimere E-modulene for de forskjellige asfaltlagene etter et eget opplegg, fortrinnsvis korrigert til temperaturer som harmonerer med målt dekke- og lufttemperatur, og beregne E-modulene til de granulære lag og grunnen ut fra nedbøyningsdata.

En tilbakeregning krever nøyaktige data for lagtykkelser, noe som i praksis innebærer en kobling mellom falloddsmålinger og tykkelsesmålinger med georadar. Regelverket i Storbritannia angir at dersom man er sikker på at lagtykkelsene er jevne og avvikene fra middelveien er innenfor  $\pm 5\%$ , er det tilstrekkelig å bestemme asfalttykkelsen ved hjelp av borkjerner, ved større variasjoner er georadar et nødvendig hjelpemiddel til å fastlegge lagtykkelsene.

Regelverket i Storbritannia angir videre at tilbakeregning av lagenes E-moduler må baseres på en modell med maksimalt tre lag og at hvert enkelt lag skal ha en tykkelse på minst 75 mm. Det forutsettes videre at alle asfaltlag slås sammen til ett representativt lag. E-modulen

for asfaltlagene omregnes til en standard temperatur på 20°C ved hjelp av likningen nedenfor.

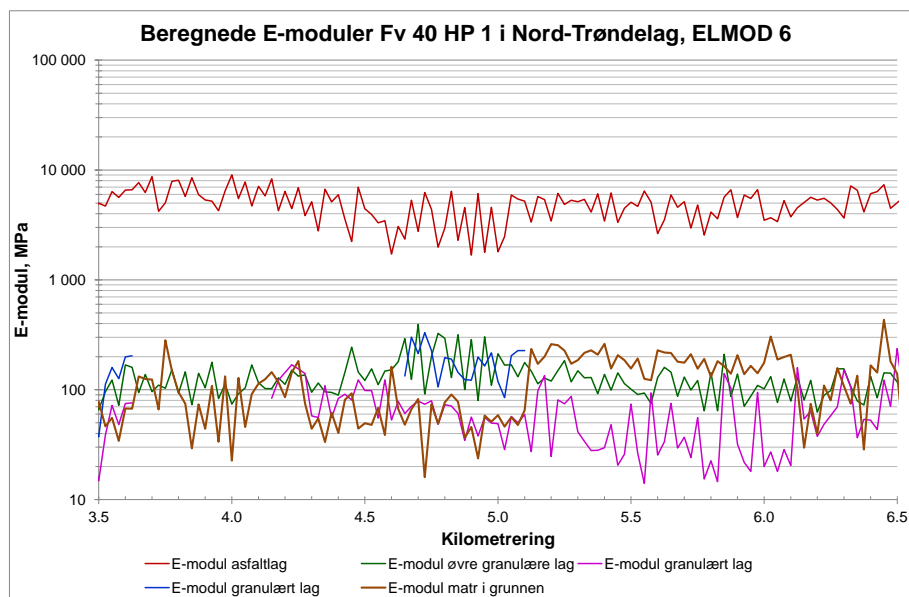
$$E_{20} = E_T * 10^{(0,0003*((20-T)^2 - 0,022*(20-T))}$$

E-moduler for materialet i grunnen og de granulære lagene i vegoverbygningen bør i prinsippet bestemmes i den mest kritiske perioden om våren. Dette er i praksis svært vanskelig og krever stor innsats i en liten del av året. Man er avhengig av å kunne utføre og bruke resultatene fra målinger fra andre deler av året, og omregne de beregnede E-moduler til tilsvarende verdier for de bæreevemesige kritiske perioder. En slik omregning vil etter all sannsynlighet også baseres på andre opplysninger om materialene.

Omregnede E-moduler kan videre omregnes til lastfordelingskoeffisienter og styrkeegenskaper for materialene, og på den måte danne grunnlaget for vegens forsterkningsbehov.

Tilbakeregning av E-moduler for materialene i grunnen og for lagene i vegoverbygningen har i liten grad vært anvendt i Norge. Mesteparten av vegnettet med forsterkningsbehov har mange forskjellige lag i overbygninger, lagtykkelsene varierer mye og det er en betydelig utfordring med hensyn til å bruke resultater fra målinger utført om sommeren eller høsten for å vurdere materialegenskapene for den kritiske teleløsningsperioden.

Et eksempel på resultater fra tilbakeregning av E-moduler er vist i figuren nedenfor.



Figur V2.5 E-modul for materialene i grunnen og lagene i overbygningen, ELMOD 6

Man må være oppmerksom på at de E-moduler som beregnes ut fra nedbøyningsdata, gjelder for måletidspunktet. Dersom resultatene skal brukes til å vurdere forsterkningsbehov, er det en egen utfordring i å omregne E-moduler og lastfordelingskoeffisienter til teleløsningsperioden



Statens vegvesen  
Vegdirektoratet  
Publikasjonsekspedisjonen  
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO  
Tlf: (+47 915) 02030  
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

**Trygt fram sammen**