

Erfaringer med ulike bærelag ved forsterkning av veg i Region nord

Greger Lyngedal Wian

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: januar 2014

Hovedveileder: Helge Mork, BAT

Medveileder: Per-Otto Aursand, Statens vegvesen, Region nord

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport



Oppgavens tittel:	Dato: 13.01.2014		
Erfaringer med ulike bærelag ved forsterkning av veg i Region nord	Antall sider (inkl. bilag): 78		
	Masteroppgave	X	Prosjektoppgave
Navn: stud.tehn.			
Greger Lyngedal Wian			
Faglærer/veileder:			
Helge Mork			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere:			
Per Otto Aursand, Statens vegvesen, Region nord			

Ekstrakt:

Denne masteroppgaven forsøker å se på fordeler og ulemper ved bruk av bitumenstabilisert grus og penetrert pukkk som bærelagsmaterialer ved forsterkning av lavtrafikkerte veger. Dette gjøres ved hjelp av litteratur, erfaringsinnsamling og ved å se på tilstandsutviklingen til veger forsterket ved bruk av disse materialene.

Litteratur gir at bitumenstabilisert grus ikke bør benyttes på dårlig undergrunn, og at riktig proporsjonering og komprimering er en utfordring. Liten initialstyrke på grunn av herdetid trekkes også fram som en svakhet. Tilstandsutviklingen basert på sporutvikling bekrefter at bitumenstabilisert grus ikke er tilstrekkelig som forsterkning over dårlige grunnforhold. Den ene bitumenstabiliserte strekningen med gode grunnforhold har heller ikke en tilfredsstillende tilstandsutvikling med hensyn til sporutvikling. Nedbøyningsmålinger karakteriserer styrken i dekke og bærelaget som ”utilstrekkelig”.

For penetrert pukkk er det beskrevet i litteraturen at laget har gode lastfordelende egenskaper og er fleksibelt. Undersøkelser av tilstandsutviklingen bekrefter at penetrert pukkk med 10 centimeters tykkelse og med grov pukkkortering har en meget tilfredsstillende sporutvikling over gode grunnforhold. En tynnere penetrering utført på én av strekningene viser en ikke tilfredsstillende sporutvikling. Dette gjelder både for god og dårlig undergrunn.

Erfaringsinnsamlingen konkluderer med at penetrert pukkk med grov pukkkortering kan være uheldig ved bruk i tunnel eller på meget smale veger med bratte vegskråninger og ustabil skulder.

Det er også et poeng at bitumenstabilisering i større grad benytter eksisterende masser i vegen, slik at det reduserer forbruket steinmateriale med god kvalitet til vegformål.

Stikkord:

1. Forsterkning
2. Bitumenstabilisert grus
3. Penetrert pukkk
4. Tilstandsutvikling

Greger Lyngedal Wian

(sign.)

Forord

Denne rapporten er gjennomført høstsemesteret 2013 som en del av mastergradsstudiet ved Institutt for bygg, anlegg og transport ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU).

Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med Statens vegvesen, Region nord. Det var ønskelig å gjennomføre feltforsøk som en del av oppgaven, noe som ikke er gjort. Arbeidet med å gjennomgå data for å finne aktuelle strekninger ble for stort til å rekke å finne kandidatstrekninger og organisere feltforsøk der, før vinteren plutselig var der. For en oppgave som dette burde det ha vært noen påtenkte aktuelle strekninger før oppgaven ble satt i gang.

Jeg vil rette en stor takk til min veileder ved NTNU, Helge Mork, for veiledning og tålmodighet, og min eksterne veileder hos Region nord, Per Otto Aursand, for uvurderlig hjelp og veiledning.

I tillegg vil jeg takke Kai-Frode Solbakk, Kjell Roar Robertsen og Per Kåre Olsen for veiledning og bidrag. Sist men ikke minst ønsker jeg å takke Leif Jenssen for å ha gjort datasystemer, kontor, med mer tilgjengelig for meg.

Tromsø den 13. jan 2014

Greger Lyngedal Wian

Greger Lyngedal Wian

Sammendrag

Denne masteroppgaven forsøker å se på fordeler og ulemper ved bruk av bitumenstabilisert grus og penetrert pukkk som bærelagsmaterialer ved forsterkning av lavtrafikkerte veger. Dette gjøres ved hjelp av litteratur, erfaringsinnsamling og ved å se på tilstandsutviklingen til veger forsterket ved bruk av disse materialene.

Litteratur gir at bitumenstabilisert grus ikke bør benyttes på dårlig undergrunn, og at riktig proporsjonering og komprimering er en utfordring. Liten initialstyrke på grunn av herdetid trekkes også fram som en svakhet. Tilstandsutviklingen basert på sporutvikling bekrefter at bitumenstabilisert grus ikke er tilstrekkelig som forsterkning over dårlige grunnforhold. Den ene bitumenstabiliserte strekningen med gode grunnforhold har heller ikke en tilfredsstillende tilstandsutvikling med hensyn til sporutvikling. Nedbøyningsmålinger karakteriserer styrken i dekke og bærelaget som "utilstrekkelig".

For penetrert pukkk er det beskrevet i litteraturen at laget har gode lastfordelende egenskaper og er fleksibelt. Undersøkelser av tilstandsutviklingen bekrefter at penetrert pukkk med 10 centimeters tykkelse og med grov pukksortering har en meget tilfredsstillende sporutvikling over gode grunnforhold. En tynnere penetrering utført på én av strekningene viser en ikke tilfredsstillende sporutvikling. Dette gjelder både for god og dårlig undergrunn.

Erfaringsinnsamlingen konkluderer med at penetrert pukkk med grov pukksortering kan være uheldig ved bruk i tunnel eller på meget smale veger med bratte vegskråninger og ustabil skulder.

Det er også et poeng at bitumenstabilisering i større grad benytter eksisterende masser i vegen, slik at det reduserer forbruket steinmateriale med god kvalitet til vegformål.

Abstract

This thesis attempts to look at the pros and cons of using bitumen stabilized gravel and penetrated crushed stone as base course materials when reinforcing low-volume roads. This is done by means of literature, collection of experience knowledge and by looking at the state of development for roads reinforced by the use of these materials.

Literature provides that bitumen stabilized gravel should not be used the road is on poor subsoil, and that proper proportioning and compression is a challenge. Small initial strength due to curing time is also pinpointed as a weakness. The state development based on wheel track depths confirms that bitumen stabilized gravel is an insufficient reinforcement when poor soil conditions. The only bitumen stabilized stretch with good soil conditions that is examined, does also have an unsatisfying development regarding the wheel track depths. Falling weight deflectometer data characterizes the strength of the pavement and the base course as "inadequate".

For penetrated crushed stone it is described in the literature that the material has good load distribution features and is flexible. Analysis of the state development confirms that penetrated crushed stone in a 10 centimeters thick layer and with coarse gravel sorting has a very satisfying wheel track development when good soil conditions. A thinner penetration on one of the sections shows an unsatisfying wheel track development. This applies to both good and bad soil conditions.

The collection of experience knowledge concludes that penetrated crushed stone with coarse gravel sorting might be a problem when used in a tunnel or on very narrow roads with steep side slopes and unstable shoulders.

It is also important that bitumen stabilization use existing material in the road, so it reduces the consumption of rock materials with good quality for road purposes.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	I
Sammendrag	III
Abstract	V
Figurliste.....	X
Tabelliste	XI
1. Innledning.....	1
1.1. Generelt om bærelagsforsterkning	1
1.2. Om oppgaven	1
2. Metode.....	3
3. Litteratur.....	5
3.1. Vedlikeholds krav	5
3.2. Kort om bærelagsmaterialene	6
3.2.1. Bitumenstabilisert grus	6
3.2.2. Penetrert pukk.....	6
3.3. Fordeler og ulemper med bærelag av bitumenstabilisert grus og penetrert pukk ved forsterkningsarbeider.....	7
3.3.1. Penetrert pukk.....	7
3.3.2. Bitumenstabilisert grus	9
3.3.3. Fra samtale med Kjell Roar Robertsen og Per Kåre Olsen.....	10
3.4. Parametre som vil kunne påvirke tilstandsutviklingen for forsterkningsprosjekter.....	12
3.5. Strekninger som oppfyller kriterier for feltforsøk.....	14
4. Vurdering av tilstandsutviklingen for bærelagsmaterialene basert på referansestrekninger	15
4.1. Kort om referansestrekninger	15
4.2. Metoder for sammenligning	15
4.3. Ev6hp06 fra km 1150 til km 1250 – Åsen.....	16
4.3.1. Overbygning og undergrunn	16
4.3.2. Spormåling.....	17
4.3.3. Nedbøyningsmålinger	18
4.4. Ev10hp26 fra km 1000 til km 1100 – Kabelvåg	20
4.4.1. Tilstandsbeskrivelse:.....	20
4.4.2. Overbygning og undergrunn	20
4.4.3. Spormåling.....	21
4.4.4. Nedbøyningsmåling.....	21

4.5.	Rv820hp10 fra km. 5976 til km 6076 – Gimstad	23
4.5.1.	Tilstandsbeskrivelse.....	23
4.5.2.	Overbygning og undergrunn	23
4.5.3.	Spormåling.....	24
4.5.4.	Nedbøyningsmåling.....	25
4.6.	Oppsummering penetrert pukkk – referansestrekninger	27
4.7.	Rv826hp01 fra km. 1750 til km. 1850 – Vargåsen.....	28
4.7.1.	Tilstandsbeskrivelse.....	28
4.7.2.	Overbygning og undergrunn	28
4.7.3.	Spormåling.....	29
4.7.4.	Nedbøyningsmåling.....	29
4.8.	Rv835hp3 fra km. 1284 til km. 1384 – Skjelvareid	31
4.8.1.	Tilstandsbeskrivelse.....	31
4.8.2.	Overbygning og undergrunn	31
4.8.3.	Spormåling.....	32
4.8.4.	Nedbøyningsmåling.....	33
4.9.	Oppsummering bitumenstabilisert grus – referansestrekninger.....	34
4.10.	Drøfting av resultater	34
4.11.	Usikkerheter	35
5.	Vurdering av tilstandsutvikling for veger forsterket med bærelagsmaterialer av bitumenstabilisert grus og penetrert pukkk basert på NVDB-data	37
5.1.	Sammenstilling av hvilken undergrunn forsterkningene er gjort på basert på NVDB-data..	37
5.2.	Sammenligning av tilstandsutvikling ved undersøkelse av spormålinger og nedbøyningsmålinger.....	40
5.2.1.	Fv835(N), hp1 meter 9500 til hp2 meter 180	41
5.2.2.	Fv83 (T) hp5 fra meter 7100 til hp5 meter 12540.....	43
5.2.3.	Fv81(N) hp2 meter 18241 til hp2 meter 21132	46
5.2.4.	Fv33(N) hp1 meter 75 til hp 1 meter 6700.....	48
5.3.	Sammenligning av veger forsterket med bærelagsmaterialer av bitumenstabilisert grus og penetrert pukkk basert på NVDB-data.....	51
6.	Konklusjoner.....	53
6.1.	Drøfting	53
6.2.	Validitet av resultatene	54
6.3.	Konklusjon	55
6.4.	Videre undersøkelser	55

Bibliografi	56
Bilag I - Oppgavetekst.....	1
Bilag II – Værstatistikk Fv835 og Fv81	5
Bilag III - Værstatistikk Fv83 (Meteorologisk institutt, 2013).....	6
Bilag IV – Værstatistikk Fv33 (Meteorologisk institutt, 2013).....	7

Figurliste

Figur 1 - Stor stein i bærelag ved fresing.....	10
Figur 2 - Sportype 1: svakhet i bærelag til venstre og sportype 2: svakhet i forsterkningslag/undergrunn til høyre (Statens vegvesen, 2012).	12
Figur 3 - Skadevirkning i vegkonstruksjon fra ringtrykk og aksellast (Statens vegvesen, 1996).	13
Figur 4 - Sporutvikling Ev6 hp4 meter 1150-1250.....	17
Figur 5 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 400 Ev6 hp4.....	18
Figur 6 - Gjennomsnittlig SCI Ev6 hp4	19
Figur 7 - Sporutvikling E10 hp26 meter 1000-1100.....	21
Figur 8 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 180 Ev10 hp26.....	22
Figur 9 - Gjennomsnittlig SCI Ev10 hp26	22
Figur 10 - Sporutvikling Fv820 hp10.....	24
Figur 11 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 120 Fv820 hp10.....	25
Figur 12 - Gjennomsnittlig SCI Fv820 hp10	26
Figur 13 - Sporutvikling Fv826 hp1 meter 1750-1850.....	29
Figur 14 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 60 Fv826 hp1.....	30
Figur 15 - Gjennomsnittlig SCI Fv826 hp1	30
Figur 16 - Sporutvikling Fv835 hp3.....	32
Figur 17 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 21 Fv835 hp3.....	33
Figur 18 - Gjennomsnittlig SCI Fv835 hp3	33
Figur 19 - Undergrunn for veger i Nordland med Pp-bærelag, uten europaveger	38
Figur 20 - Undergrunn for veger i Nordland med Bg-bærelag	38
Figur 21 - Undergrunn for veger i Troms med Bg-bærelag	39
Figur 22 - Undergrunn for veger i Finnmark med Bg-bærelag	39
Figur 23 - Gjennomsnittlig spordybde Fv835 hp1 meter 9500-17585	42
Figur 24 - Gjennomsnittlig spordybde Fv835 hp1 meter 17585 til hp2 meter 180	42
Figur 25 - Utvikling gjennomsnittlig spordybde Fv83 hp5 felt 1	44
Figur 26 - Utvikling gjennomsnittlig spordybde Fv81 hp2.....	47
Figur 27 - Utvikling gjennomsnittlig spordybde Fv33 hp1 meter 75-3750 felt 1	49
Figur 28 - Utvikling gjennomsnittlig spordybde Fv33 hp1 meter 75-3750 felt 2	50
Figur 29 - Gjennomsnittlige spordybder Fv83(T) og Fv81(N) for begge felt.....	51
Figur 30 - Strekningsspordybde for de undersøkte strekningene.....	52

Tabelliste

Tabell 1 - Utvalgte vedlikeholdskrav (Statens vegvesen, 2012)	5
Tabell 2 - Dekke Ev6 hp4 (NVDB, 2013).....	16
Tabell 3 - Ev6 hp4 Oppgravingslag (NVDB, 2013).....	17
Tabell 4 - Dekke Ev10 hp26 (NVDB, 2013)	20
Tabell 5 - Undergrunn Ev10 hp26 (NVDB, 2013).....	20
Tabell 6 - Dekke Fv820 hp10 (NVDB, 2013).....	23
Tabell 7 - Oppgravingslag Fv820 hp10 (NVDB, 2013).....	23
Tabell 8 - Sammenligning sporutvikling Pp referansestrekninger.....	27
Tabell 9 - Dekke Fv826 hp1 (NVDB, 2013).....	28
Tabell 10 - Oppgravingslag Fv826 hp1 (NVDB, 2013).....	28
Tabell 11 - Dekke Fv835 hp3 (NVDB, 2013).....	31
Tabell 12 - Oppgravingslag Fv835 hp3 (NVDB, 2013).....	32
Tabell 13 - Klassifisering av undergrunn.....	37
Tabell 14 - Oversikt over strekninger hvor spormålinger og nedbøyningsmålinger er undersøkt	40
Tabell 15 - Dekke Fv835 hp1-2 (NVDB, 2013)	41
Tabell 16 - Oppgravingslag Fv835 hp1-2	41
Tabell 17 - Dekke Fv83 hp5 (NVDB, 2013).....	43
Tabell 18 - Oppgravingslag Fv83 hp5 (NVDB, 2013).....	43
Tabell 19 - Sammenligning sporutvikling Fv83 hp5 felt 1.....	45
Tabell 20 - Sammenligning sporutvikling Fv83 hp5 felt 2.....	46
Tabell 21 - Bærelag Fv81 hp2 (NVDB, 2013)	46
Tabell 22 - Dekke Fv81 hp2 (NVDB, 2013).....	47
Tabell 23 - Oppgravingslag Fv81 hp2 (NVDB, 2013).....	47
Tabell 24 - Bærelag Fv33 hp1 (NVDB, 2013)	48
Tabell 25 - Dekke Fv33 hp1 (NVDB, 2013).....	48
Tabell 26 - Oppgravingslag Fv33 hp1 (NVDB, 2013).....	49

1. Innledning

Oppgaveteksten er lagt ved som Bilag I.

1.1. Generelt om bærelagsforsterkning

Bærelaget er øverste laget under vegdekket, og hovedfunksjonen er å oppta spenninger knyttet til ringtrykk, og fordele spenningene ut over forsterkningslaget for å forhindre permanente deformasjoner i vegoverbygningen (Statens vegvesen, 2011).

I håndbok 018 er det også gitt:

”Med forsterkning menes tiltak som tar sikte på å bedre en veks bæreevne. I praksis vil også en rekke andre tiltak som ikke direkte er rettet mot økning av bæreevnen, gå under denne betegnelsen. Det gjelder f.eks. bedring av dekketilstanden, kantforsterkning, fjerne/reducere telehiv osv.”

Der er videre beskrevet at forsterkning er aktuelt på eksisterende veg dersom man ønsker å øke tillatt aksellast eller forlenge dekkelevetiden. En forsterkning vil normalt ta utgangspunkt i et behov for å oppnå en styrkemessig oppbygning som tilsvarer ny veg. Det er gitt at forsterkning er aktuelt når dekkelevetiden er unormalt lav sammenlignet med den akseptable dekkelevetiden. Dette sett i forhold til dekketype og trafikkbelastning (Statens vegvesen, 2011).

Med bærelagsforsterkning menes den delen av forsterkningstiltaket som ved å øke bærelagets funksjon bidrar til å tilfredsstille forsterkningsbehovet for en veg.

1.2. Om oppgaven

I en rapport om stabiliserte bærelag fra Region nord kommer det fram at Nordland fylke er det fylket i Norge med størst prosentandel av spordybdene som er dårlig eller svært dårlig. Det fremgår også at det for Region nord (per september 2010) var omentrent 600 kilometer veg, med årsdøgntrafikk på mindre enn 5000, som har et forsterkningsbehov (Levetidsfaktor basert på spor <0,7) (Statens vegvesen, 2012).

Dette medfører at det er mange kilometer veg som trenger forsterkning. De mest brukte og mest aktuelle bærelagmaterialene ved forsterkning i regionen er bitumenstabilisert grus (Bg) og penetrert pukk (Pp). Det er derfor forsøkt å undersøke hvordan ulike parametre som blant annet trafikkmengde, klima, grunnforhold og konstruksjon innvirker på vegkonstruksjonens levetid, for disse to bærelagmaterialene ved forsterkning. Dette for å prøve å avdekke hvilke bruksområder og betingelser som råder for materialene når det ønskes best mulig resultat. Resultatet er sett i forhold til levetid og vedlikeholdskrav, men også praktiske, vedlikeholdsmessige og utførelsesmessige utfordringer.

2. Metode

Det er i denne oppgaven benyttet to metoder; litteraturstudie og undersøkelse og analyse av tilstandsdata.

Litteraturstudiet er benyttet til å finne eksisterende kunnskaper og forskning på området samt til å definere en hypotese om hvilke parametre som påvirker tilstandsutviklingen til forsterkede veger for de aktuelle forsterkningsmaterialene. De antatt viktigste parametrene som har blitt undersøkt er:

- Trafikk (Volum og andel tunge)
- Grunnforhold
- Klimaforhold

Det var ønskelig å gjøre egne feltforsøk for strekninger valgt ut på bakgrunn av disse parametrene for å undersøke tilstandsutviklingen og nedbrytingen. Oppgravinger og laboratorieforsøk ville også blitt benyttet til å gjennomføre en sammenligning av tilstandsutvikling basert på blant annet bindemiddelinhold.

Tilstandsutvikling på strekninger valgt ut på bakgrunn av de overnevnte parametrene er undersøkt ved bruk av spordata og nedbøyningsmålingsdata. Dette både fra referansestrekninger opprettet i Nordland i perioden 1985-1988 og fra NVDB-data for de utvalgte strekningene.

3. Litteratur

Det er gjort en litteraturgjennomgang i denne oppgaven, som følger i de neste delkapitelene.

3.1. Vedlikeholdskrav

Det er en egen håndbok for drift og vedlikehold av riksveger, hvor det blant annet er gitt krav til vegdekkets/fast dekkets tilstand. I Tabell 1 under er det gitt en kort oversikt over de aktuelle krav som er gitt til de ulike måleverdier og skadeutviklinger. Der det skiller mellom ulike ÅDT er det valgt ut kravene som gjelder for lavtrafikkert veg.

Tabell 1 - Utvalgte vedlikeholdskrav (Statens vegvesen, 2012)

Krav til	
Ujevnhet på tvers/spordybde	Spordybdens 90 % -verdi skal være mindre enn 25 mm. Ingen 20-meter verdi på parselle skal være større en 40 mm. Gjelder for ÅDT < 5000
Sprekker	Sprekker som er bredere enn 20 mm skal tettes i løpet av 1 uke. Sprekker bredere enn 10 mm skal tettes innen 4 uker eller før 1. juni dersom de er registrert i perioden 1. okt til 1. mai.
Krakelering	Ingen vilkårlig valgt 100 meters strekning pr kjørefelt skal ha krakelering på med enn 30 % av arealet.
Tverrfall	Det skal være tilstrekkelig tverrfall for bortledning av vann.
Hull	Hull med tverrmål større enn 10 cm skal repareres i løpet av 1 uke.
Høydeforskjell mellom skulder og kjørebane	Høydeforskjell mellom skulder og kjørebane og mellom asfaltert skulder og grusskulder skal være mindre enn 30 mm.
Grusskulder	Overflaten på grusskulder skal være fast og bundet, uten hull og uten skader fra erosjon, utforkjøring og lignende. Skader skal repareres innen 1 uke.

Selv om det for oppgaven er benyttet gjennomsnittsverdier for spordybde i stor grad gir verdiene likevel en indikasjon opp mot vedlikeholdskravet. Krav til høydeforskjell mellom skulder og kjørebane og krav til grusskulder er tatt med ettersom dette diskuteres i praktiske utfordringer med bærelagsforsterkningene.

3.2. Kort om bærelagsmaterialene

3.2.1. Bitumenstabilisert grus

Bitumenstabilisert grus (Bg) eller dypstabilisering er en forsterkningsmetode av bærelagsmateriale hvor eksisterende grusbærelag freses sammen med eventuelt eksisterende dekke eller tilførte ubundne materialer ved tilsetning av bindemiddel. Bindemiddelinholdet skal være på minst 3,0 % og rester fra gamle dekkematerialer skal ikke medregnes (Statens vegvesen, 2011). Det freses normalt til en dybde på 15-20 cm, som avhenger av blant annet forsterkningsbehov og materialer. Bærelaget høvles og kompakteres rett etter og bør ligge en periode å herde før dekke/slitelag legges (Bakløkk).

Bindemiddelinholdet avhenger av korngraderingen til det ubundne materialet, og bør bestemmes ved proporsjonering slik at materialet oppfyller krav til lastfordeling, stabilitet og frostbestandighet.

Under produksjon av Bg bør vanninnholdet ligge fra optimalt vanninnhold og ned til optimalt vanninnhold minus halve bindemiddelinholdet. Det gis i tillegg at det er et materiale som trenger tid for å herde og derfor ikke bør legges for sent på høsten. (Statens vegvesen, 2011)

Den tidlige bitumenstabiliseringen som er benyttet noen steder i denne oppgaven er stabilisering hvor emulsjonsbitumen og ikke skumbitumen er brukt.

3.2.2. Penetrert puk

Penetrert puk består av et puklag som avbindes av et bindemiddel og deretter avstrøs. Puklaget er relativt ensgradert og åpent, og bindemiddelet sprøytes over puklaget. Avstrøingsmaterialet kan være ubehandlet finpuk, knust asfalt, asfaltert finpuk eller asfalt. Avstrøingsmaterialet vales godt ned i puklaget slik at det forkiles og blir stabilt (Statens vegvesen, 2011).

Minste tillatte pukksortering for puklaget er 16/32, og største angitte i tabellen er 22/63. Det skal ikke ha belegg som kan redusere vedheftingen og bindemiddelet tilsettes amin for bedre vedhefting til pukkmaterialet. Pukksorteringen 22/90 millimeter kan være et alternativ for en tykkelse på 150 millimeter.

3.3. Fordeler og ulemper med bærelag av bitumenstabilisert grus og penetrert pukkt ved forsterkningsarbeider

3.3.1. Penetrert pukkt

Det er satt opp en liste med fordeler og ulemper ved penetrering i en erfaringsutvikling i Bodø i 1980 som angir følgende: (Melby, Hansen, & Sand, 1980)

Fordeler

- Har gode lastfordelende egenskaper og drenerer godt vann fra den underliggende vegkonstruksjon.
- Forholdsvis lite utstyr/ høy kapasitet 500-800 meter per skift.
- Enkel tilrigging og utførelse. Utstyret har videre et allsidig bruksområde (ottadekke, overflatebehandling)
- Kan prismessig bli gunstig (Arbeidet bør være skikkelig planlagt og forholdene lagt til rette).
- Lokale fjell/materialforekomster er stort sett brukbare
- Dekket kan ligge under trafikk (1 – 4 år)
- Det oppstår vanligvis få skader på dekket og det er slitesterkt.

Ulemper

- Må ha riktige pukktørrelser i forhold til tykkelse og utstyret. Gunstigst 25-60 mm og tykkelse 10 cm.
- Krever lang planleggingstid. Bør bruke lokal pukkt for å oppnå gunstig pris. Oljeleveransene må ut på anbud.
- Egner seg best på større anlegg (hvis det ønskes gunstig pris).
- For lite tilgjengelig utstyr – Ventetid for utførelsen vil bedre seg når behovet blir mer stabilt.
- Kan være besværlig for trafikkavviklingen. Nedsatt hastighet, steinsprut etc. (omdirigering ønskelig).

Det angis ingen ulemper som går direkte på styrke og funksjon, men heller praktiske og prismessige utfordringer. De praktiske utfordringene er til dels aktuelle også i dag, hvor punktene om pris og kapasitet ikke er aktuelle nå.

Fordelene som er aktuelle å trekke fram er at penetreringslag har gode lastfordelende egenskaper, og at dreneringen av vann er god fra underliggende lag. I tillegg er det slitesterkt og tåler trafikk godt (Melby, Hansen, & Sand, 1980).

Fra en presentasjon gjort av Torbjørn Jacobson fra Vägverket under dekkekonferansen i Bergen i 2010 er følgende fordeler og kritiske punkter for penetrert pukkgjengitt.

Fordeler

- Steinmaterial og bindemiddel spres hver for seg på vegen
- Resursbesparende teknikk
- Penetrert pukkg anses markant bedre enn ubundet bærelag
- God stabilitet
- Bra skjærstyrke ved økende belastning
- God fleksibilitet
- Mindre stivhet sammenlignet med asfaltdekke
- Mindre oppsprekking sammenlignet med asfaltdekke
- Er drenerende
- Liten risiko for blødning og steinslipp
- Kan legges relativt sent på sesongen (til snøen kommer)

Kritiske punkter

- Kan initialt være mekanisk sårbar for trafikk – herder med tiden
- For avrundet steinmateriale kan gi ustabil lag
- Overflaten kan bli ujevn med for ensgradert grovpukk
- Det er viktig å treffe riktig bindemiddelmengde
- Kan ikke prøves på laboratoriet
- Vanskelig å drive kvalitetskontroll under utførelse og på ferdig lag.

(Jacobson, 2010)

Dette gjelder for "Svensk penetrering" som utføres i to penetreringer og som dermed blir brukt som slitedekke. Penetreringen er av tynnere lagtykkelse og med mindre steinstørrelse, hvor hovedsorteringen er 8/22 mm. Det benyttes forholdsvis mye bitumen (4,7 liter per kvadratmeter) som hvilken type bindemiddel som brukes tilpasses temperaturen under legging (Jacobson, 2010).

Penetrert pukkg har i følge dette en god skjærstyrke ved økende belastning kombinert med god fleksibilitet. At penetrert pukkg også er sårbar for initialpukk er også verdt å nevne. Det er usikkert hvordan dette er forskjellig for denne tynne to-trinns penetreringen sammenlignet med en grovere penetrering som er vanligere i Norge. Av praktiske utfordringer nevnes det at det er vanskelig å drive kvalitetskontroll under utførelse og på ferdig lag, og at overflaten kan bli ujevn med for ensgradert grovpukk.

Fra håndbok 018 er det også beskrevet at jevnheten av det penetrerte pukklaget er vesentlig da avstrøingen ikke vil kunne forbedre jevnheten. Utførelsen av penetrering og avstrøing kan skape ytterligere ujevnheter (Statens vegvesen, 2011).

3.3.2. Bitumenstabilisert grus

Av de åpenbare fordelene ved bitumenstabilisering er at det binder opp finstoffet i bærelaget og dermed reduserer vannømfintligheten.

Ut fra en erfaringsrapport om forsøksstrekninger for bitumenstabilisert grus i Hedemark kommer det fram følgende:

Der er en klar sammenheng mellom alderen til det forsterkede bærelaget og lastfordelingskoeffisienten. Etter ett år er denne verdien 1,63 ved bruk av skumbitumen, hvor det etter 4 år er en gjennomsnittlig verdi på 2,01 og etter 5 år på 2,17. Dette bekrefter en vesentlig økning i stivheten for bærelaget med tiden. Det er likevel en stor variasjon i resultatene fra denne testingen, og et normalt variasjonsområde går fra 1,35 til 2,75 (Statens vegvesen, 2002). Kravet til lastfordelingskoeffisient for dette bærelagsmaterialet er gitt til 1,5 og det er dermed en normal variasjon som går under kravet. (Statens vegvesen, 2011) Det er ofte ingen sammenheng mellom lastfordelingskoeffisient og observert tilstandsutvikling, og effekten av å binde finstoffet slår ikke ut på styrken til materialet. Det observeres også til dels stor forskjell mellom egenskapene målt i laboratoriet og det som klares å oppnås i felt (Bakløkk).

Dette viser problemene med utførelse i praksis, og er nødvendig å oppnå god kompaktering i felt. At prøver ikke nødvendigvis representerer materialene som freses god nok er også en utfordring. Spesielt når det tas prøver av eksisterende bærelag, men hvor eksisterende dekke freses inn i det nye bærelaget. Det beskrives også at dårlig tid gjør at riktig proporsjonering ikke utføres (Bakløkk). Dette medfører at mange viktige faktorer for å oppnå et godt bitumenstabilisert bærelag ikke tas hensyn til. Tilpassing av bindemiddelinhold og type, kornfordeling og optimalt vanninnhold vil da ikke være tilgjengelig.

Det konkluderes i rapporten med at dette er en metode som gir større variasjoner i resultatet enn ved produksjon i blandeverk på grunn av variasjoner i utgangsmaterialet, værforhold og utførelse. Av problemene som nevnes for denne metoden er mangel på kunnskaper om eksisterende veg slik at riktig tilføring av grus kan utføres, sammen med å finne optimalt vanninnhold for kompaktering og riktig bindemiddeltype og mengde. Metoden egner seg godt der det er et ustabilisert bærelag i utgangspunktet med høyt finstoffinnhold (8-20 %). Effekten for skumbitumen er mindre for bærelag med lite finstoff, hvor det for emulsjon er størst effekt for åpne grovfraksjoner med lite finstoff. I tillegg framgår det at forsterkning med et bindemiddelinhold på mindre enn 3 % ikke har vært vellykket.

Ved dårlig stabilitet under bærelaget bør ikke bitumenstabilisering utføres. Det vil også kunne være et problem med stor stein høyt i den eksisterende vegen da dette medfører at fresen må løftes over området og dermed ikke lar seg stabilisere. Noen strekninger er uegnet for stabilisering på grunn av dette (Figur 1). Det er i tillegg viktig med grøfting før stabilisering (Statens vegvesen, 2002).

Liten initialstyrke på grunn av herdetid medfører ofte problemer med spordannelse, og dette tatt betraktning er det forståelig at det over dårlig undergrunn gir store spordybder. Her vil vegen ha dårlig motstand mot utvikling av både sportype 1 og sportype 2 (Figur 2)



Figur 1 - Stor stein i bærelag ved fresing

3.3.3. Fra samtale med Kjell Roar Robertsen og Per Kåre Olsen

Fra samtalen er følgende sammendrag skrevet: (Robertsen & Olsen, 2013)

Årsaken til den geografiske forskjellen mellom Nordland og Troms er at hvert fylke hadde ansvar for å opprettholde kompetanse på hver sitt forsterkningsmateriale. Nordland hadde penetrering og Troms hadde bitumenstabilisering.

Resultatet for stabiliseringsarbeider avhenger veldig med utførelsen. For godt resultat er riktig proporsjonering, og bruk av riktig bindemiddel særlig viktig. I tillegg bør ikke stabilisering utføres i perioder med store nedbørsmengder eller sent på høsten med lave temperaturer da det er viktig at det får herde godt. Er bindemiddelmengden for liten gir forsterkningen dårlige resultater. Kunnskaper om eksisterende vegoverbygning er derfor veldig viktig for å kunne bestemme riktig bindemiddelinhold, optimalt vanninnhold og for å kunne tilsette riktig fraksjon på grusmateriale for å oppnå en god kornfordeling.

Emulsjon gav tidligere enda større utfordringer i forhold til herdig ettersom det inneholdt rundt 30 % vann som må tørke ut før herdingen kan starte. Det vil også medføre ekstra utfordringer i forhold til vanninnhold i massene dersom vanninnholdet er høyt i utgangspunktet. Fra 1996 er emulsjon totalt kuttet ut da dette medførte transportering av 30 % vann og dermed gav økte kostnader.

For penetrert pukk trekkes vedhefting fram som en av de viktigste forutsetningene under utførelse. Selv om pukken kan være godt vasket og har lite belegg fra pukkverket, oppleves det problemer med at slitasje i forbindelse med lasting, lagring og transport produserer finstoff som gir belegg på pukken. Dette gjør at pukken har belegg som kan gi dårlig vedheft når den blir lagt ut på vegen.

Det er en vesentlig forskjell mellom bærelagsmaterialene. Penetrert pukk forsterker opp i vegoverbygningen, og bygger dermed også vegen opp, hvor stabilisering utbedrer ned i vegoverbygningen. Penetrering kan ikke benyttes til å rette på tverrprofilet på eksisterende veg, så dette må eventuelt gjøres før penetrering.

For penetrert pukk medfører dette noen utfordringer ved at det må velges å gjøre en av de to følgende utførelsene:

1. Penetrert pukk kan legges i hele bredden og beholde bredden på vegen. Dette medfører en bratt skulder og manglende innspenning, slik at eventuelle utrasninger av massene under penetreringen medfører at bærelaget "henger i luften". Dersom denne forsterkningen eventuelt ikke er tilstrekkelig/vellykket er det en betydelig utfordring med ny forsterkning. Er vegen smal i utgangspunktet vil det resultere i veldig smal veg dersom den skal bygges ytterligere opp, uten å skape veldig bratte "kai-kanter". Problemet er at grov penetrering med bruk av 22/60 mm fraksjon ikke lar seg frese bort, og dermed må graves bort eller at det må bygges oppå.
2. Penetrert pukk legges ikke i hele bredden og en grusskulder etableres. Dette gir en bedre skråning og bedre stabilitet i ytre del av bærelaget, men gir smalere veg. Er ikke denne forsterkningen vellykket oppstår samme problem som for punkt 1.

Problematikken med at penetrert pukk ikke lar seg frese bort i grov fraksjon gjør at dette bærelagsmaterialet ikke bør brukes i tunneler. Der bør vegen ikke bør bygges ytterligere opp for å unngå at maksimalhøyden for kjøretøy i tunnelen må reduseres.

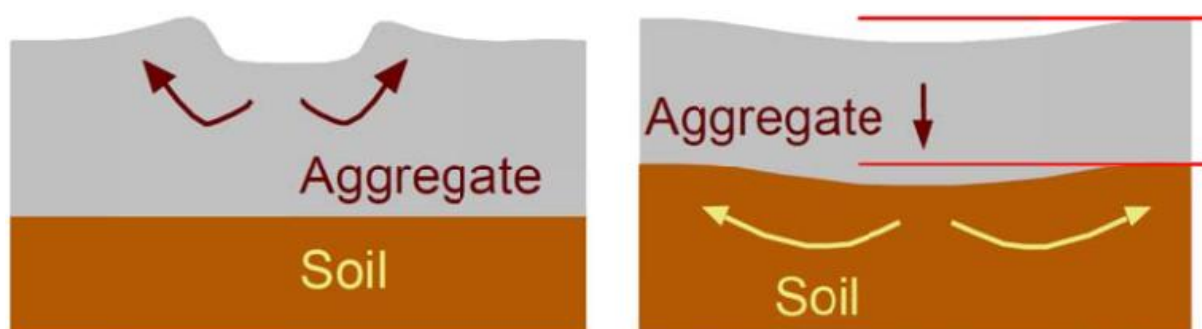
Stabilisering ned i de eksisterende materialene gir dermed en mye større mulighet til å gjøre ytterligere tiltak dersom forsterkningen ikke er tilstrekkelig i utgangspunktet. Dette er en argumentasjon for bruk av stabilisering også over dårlige grunnforhold fordi risikoen for at forsterkningen ikke er tilstrekkelig her er større. Da er materialene under stabilisert og muligheten til å forsterke opp fortsatt er tilstede og med bedre materialer under.

På bakgrunn av dette har det blitt utført en kombinasjon av materialene på Fv51 og Fv52 i Troms. Her er det først stabilisert med bitumen og tilsetting av 5 cm grus for å stabilisere de eksisterende massene før en "fin" penetrering er lagt oppå dette. Stabiliseringen ble også benyttet til å utbedre tverrfallet på strekningene. Tynn tykkelse og fineste fraksjonen for penetrert pukk tillatt er brukt (6 cm tykkelse med fraksjon 16/32 mm) (Statens vegvesen, 2011). En stabilisert og god skulder er etablert og penetreringen er lagt noe smalere enn stabiliseringen. Deretter er slitelaget lagt noe smalere enn penetreringen. Det ble rapportert om at dette virket meget stabilt og fint, og at der ikke var bevegelse i massene under valsing. Dette er gjort sommeren og høsten 2013, og nedbøyningsmålinger for strekningene er derfor ikke tilgjengelig ettersom snø og tele kom tidlig.

Det har ikke lyktes å finne forventede levetider for forsterkningsmaterialene i noen litteratur. Det oppgis at det er stor variasjon i levetiden og tilstandsutviklingen. Dette også spesielt for bitumenstabilisert grus (Statens vegvesen, 2002) (Lerfald, 2010)

3.4. Parametre som vil kunne påvirke tilstandsutviklingen for forsterkningsprosjekter

Grunnlaget for å beregne dekkelevetid er som oftest sporutvikling (Statens vegvesen, 2012). Spor på lavtrafikkerte veger i Region nord vil sjelden piggdekkslitasje gi store spordybder og være utløsende årsak til lav dekkelevetid. Sporutviklingen skyldes normalt permanente deformasjoner i flere lag i vegoverbygningen og undergrunn. Det er i hovedsak to sportyper som er framtrødende i Norge, sportype 1 og sportype 2 (Statens vegvesen, 2012). Disse skyldes deformasjon i henholdsvis bærelag og forsterkningslag/undergrunn.



Figur 2 - Sportype 1: svakhet i bærelag til venstre og sportype 2: svakhet i forsterkningslag/undergrunn til høyre (Statens vegvesen, 2012).

Ved spor som skyldes svakheter i bærelag vil god grøfting alltid være en viktig del av forsterkningsarbeidet. Bæreevnen i bærelaget reduseres betraktelig når poretrykket øker, ved at effektivspenningene, og da også skjærstyrken, reduseres. (Melby, Hansen, & Sand, 1980)

Gjennomgangen av referansestrekningene har inngått som en del av bestemmelsen av parametre som vil kunne påvirke tilstandsutviklingen. For bitumenstabilisert grus er det store skader på vegdekket selv med beskjeden ÅDT, for strekninger over dårlig undergrunn. Fv826 med antatt dårligst undergrunn har også den de klart største skadene. Undergrunn virker fra dette å ha stor betydning for tilstandsutviklingen. Dette underbygges også ved å se på at det ved dårlig undergrunn kan oppstå spor som ikke skyldes problemer med bærelaget. Spesielt ved tynne overbygningstykkelser (Figur 2).

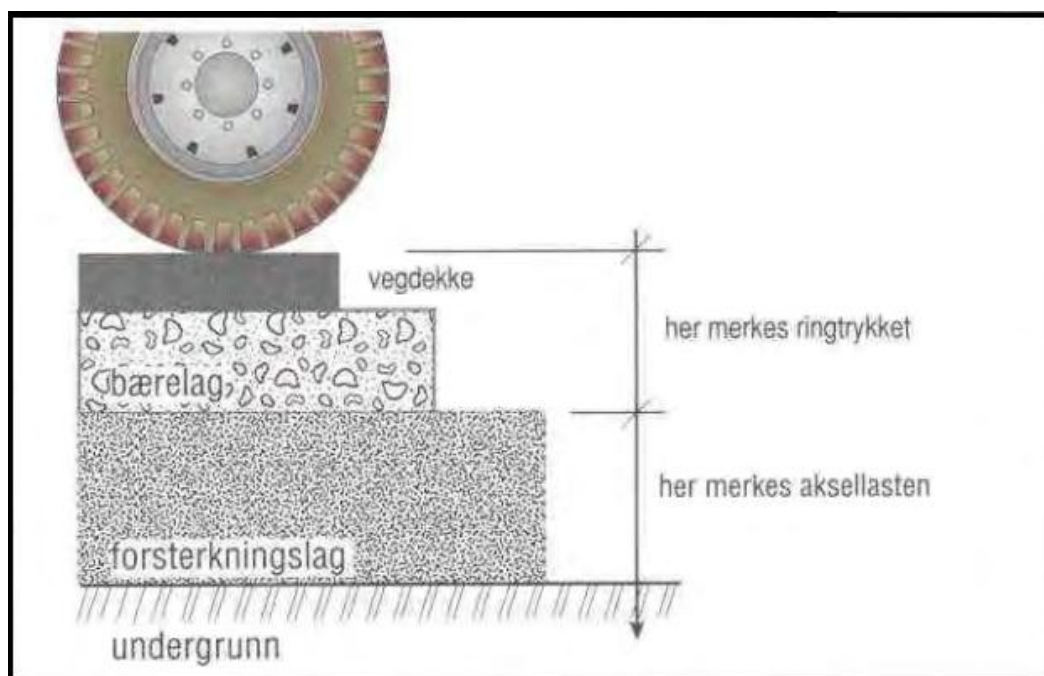
For lavtrafikkerte veger vil nedbryting ofte skje som en kombinasjon av trafikk og klima, hvor skader som skyldes klima typisk kan være langsgående sprekker utenfor hjulspor og tversgående sprekker. (Uthus)

I skadekatalogen er det gitt at vegens nedbrytning i hovedsak skyldes tre typer påkjenninger; trafikkrelaterte, klimatiske og andre påkjenninger. Spor vil i hovedsak skyldes piggdekkslitasje, ustabil dekke, ustabil bærelag og/eller forsterkningslag og svak undergrunn.

Ustabil bærelag og dårlig bæreevne vil være sannsynlige årsaker til smårutet krakelering og etter hvert slaghull. Feil i utførelse vil også kunne være en årsak. (Statens vegvesen, 1996)

Basert på opplysningene over framgår det at det er en rekke parametre som vil kunne påvirke tilstandsutviklingen for forsterkningsprosjekter. Trafikkmengde og trafikktype framgår som en vesentlig parameter. Dette er den fysiske belastningen som påføres vegen og gir sporutvikling. Etersom sporutvikling er en av de viktigste faktorene for utløsning av et vedlikeholdsbehov er trafikkfaktoren essensiell. Denne faktoren vil også være viktig for bestemmelse av om slitasjespor inngår i sporutviklingen. For sporutvikling som skyldes deformasjoner i vegkroppen og undergrunn er også typen trafikk viktig.

For trafikkrelaterte påkjenninger er det ringtrykket som har størst innvirkning på nedbrytingen i øvre del av vegkonstruksjonen (dekke og bærelag), hvor aksellasten har størst betydning for problemer i forsterkningslag, eventuelle dypere lag og undergrunn (Statens vegvesen, 1996). Dette er illustrert i Figur 3. For trafikkrelaterte skader vil derfor informasjon om undergrunn være av betydning i tillegg til informasjon om vegkroppen. Krakeleringer og andre overflateskader vil kunne oppstå både som resultat av svakt bærelag og svakt forsterkningslag og undergrunn. Størrelsen/utbredelsen av skadene vil gi en indikasjon om hvor dypt i konstruksjonen skadene ligger.



Figur 3 - Skadevirkning i vegkonstruksjon fra ringtrykk og aksellast (Statens vegvesen, 1996).

”4.-potens regelen” gir den relative belastningen for ulike aksellaster. Dette medfører at en aksellast på 10 tonn tilsvarer 10 000 aksellaster på ett tonn.

$$E = \left(\frac{\text{aksellast i tonn}}{10 \text{ tonn}} \right)^4$$

Det har derfor tatt større hensyn til mengden tunge kjøretøy enn total ÅDT. Trafikktellingene angir som regel årsdøgnetrafikken for lange kjøretøy (lengde > 5,5 meter) og som regel kan det aksepteres likhetstegn mellom lange og tunge kjøretøy (Statens vegvesen, 2011).

Klima er også en parameter som vil påvirke vegens tilstandsutvikling. Telehiv, telesprekker, nedbør og temperaturer vil blant annet påvirke vegens nedbryting. For bitumenstabilisert grus er nedbør og temperatur av betydning også for herdingen av materialet. Dette handler i stor grad om kunnskaper til lokalt klima. Det er forholdsvis store telemengder på vinteren i hele regionen, og forskjellene antas ikke å være veldig store fra nord i regionen til sør i regionen. Et visst skille antas likevel å opptre mellom kystklima og innlandsklima, dette både i kulde om vinteren, varme om sommeren og nedbørsmengder.

I tillegg til dette vil en rekke andre parametre påvirke tilstanden for en forsterket veg. Bindemiddelinhold og type, størrelse og kornfordeling på materiale, utførelse, grøfting og drenering er alle viktige parametre for tilstandsutviklingen for veger ved forsterkning. Disse faktorene er alle viktige, men det eksisterer mye dårligere dokumentasjon på disse. Dette bør dokumenteres for strekninger som skal brukes til evaluering av levetid for de ulike forsterkningsmaterialene.

Tilstandsutviklingen og levetiden til en forsterket vegstrekning vil påvirkes av mange parametre, hvor de viktigste parametrene som ikke går på utførelse virker å være trafikkmengde og type, undergrunn og i noen grad klima.

3.5. Strekninger som oppfyller kriterier for feltforsøk

Det var ønskelig å gjøre feltforsøk hvor blant annet nedbøyningsmålinger ville bli utført, i tillegg å ta opp oppgravingsprøve og gjøre visuelle befaringer for å vurdere tilstandsutviklingen for vegstrekningen. Dette skulle gjøres på vegstrekninger hvor forsterkning med penetrert puk og bitumenstabilisert grus var utført under tilsvarende forhold. Dette for at bærelagsforsterkningene skulle kunne sammenlignes med hverandre, samt analyseres individuelt med tanke på nedbrytningsmekanismer i selve bærelaget.

For Nordland eksisterte det ganske gode oversikter over hvor forsterkningsarbeider var utført, og det var enkelt å komme i kontakt med personer som hadde kunnskaper om dette. Mangelen på oversikt over strekninger forsterket med bitumenstabilisert grus tidlig i prosjektet gjorde det vanskelig å finne to strekninger som lot seg bruke. Økonomiske hensyn gjorde også at det ikke var aktuelt å gjøre feltforsøk uten å ha funnet strekninger som egnet seg godt, og dermed gir reelle og sammenlignbare resultater. Arbeidet med å skaffe en oversikt over hvor bitumenstabilisert grus var utført, hvilke grunnforhold som virket å opptre i område, trafikkmengden på vegstrekningene og klima tok for lang tid til at det ville lykkes å gjøre feltforsøk før det var tele og snø.

Basert på litteratur hvor det kom fram at bitumenstabilisert grus ikke fungerer godt på dårlig undergrunn var det ønskelig å sammenligne forsterkningsmaterialene på veg over god undergrunn. Klima ble lavest rangert av kriteriene. Kriterier for lignende mengde tungtrafikk og gode grunnforhold, i tillegg til at strekningene var utført målinger på også tidlige, men etter forsterkning. Det var også prioritert at forsterkningsarbeidene ikke var eldre enn at nytt dekke ikke er lagt etter forsterkningsdekket.

Det har heller ikke etter lang tids arbeid med oppgaven lyktes med å finne strekninger hvor dette er tilstrekkelig oppfylt.

Dette var et tidkrevende arbeid, og har blant annet resultert i en oversikt over hvilken undergrunn de to materialtypene for bærelagsforsterkning er utført på. I tillegg har dette arbeidet lagt grunnlaget

for valget av strekninger hvor spormålinger, nedbøyningsmålinger og undergrunn og dekkelegging er studert, i tillegg til ÅDT og klimaforhold.

4. Vurdering av tilstandsutviklingen for bærelagsmaterialene basert på referansestrekninger

4.1. Kort om referansestrekninger

Referansestrekningene er en samling av 100 meter lange strekninger som er oppfulgt og dokumentert i særlig stor grad med tanke på forskning og utvikling. Tre strekninger er forsterket ved penetrert pukk, og på to strekninger er det forsterket ved bruk av bitumenstabilisert grus. Der er i tillegg en rekke strekninger forsterket med andre bærelag, hvor mange av disse er sementstabilisert grus. Registreringen har pågått i en 6-8 års periode.

Hensikten med å gjennomgå disse er å avdekke forskjeller mellom bærelagstypene ved hjelp av særlig god dokumentering om nedbrytingen av vegen. Det er registrert en rekke nedbøyningsmålinger, spor og – jevnhetsmålinger samt tilstandsbeskrivelser og kjørbarehetsvurderinger for strekningene. Det har også blitt tatt bilder av vegen løpet av oppfølgingsperioden. Antallet på disse registreringene er ikke konstant.

4.2. Metoder for sammenligning

Det har i denne oppgaven blitt benyttet tilstandsbeskrivelser, nedbøyningsmålinger, spormålinger og informasjon om vegoverbygning og undergrunn fra referansemappene. Data fra NVDB om dekke og undergrunn er også brukt som supplement. Alle data som er benyttet om referansestrekningene er digitalisert i en excelfil (Referansestrekninger.xls) med unntak av tilstandsbeskrivelser og informasjon om overbygning og undergrunn fra referansemappene.

Følgende referansemapper er benyttet i denne oppgaven:

- Referansemappe 18-102-003: Ev6 hp4 meter 1150-1250, Skjelvareid (Statens vegvesen, Region nord)
- Referansemappe 18-202-010: Ev10 hp26 meter 1000-1100, Kabelvåg (Statens vegvesen, Region nord)
- Referansemappe 18-404-022: Fv820 hp10 meter 5976-6076, Gimstad (Statens vegvesen, Region nord)
- Referansemappe 18-202-019: Fv826 hp 1 meter 1750-1850, Vargåsen (Statens vegvesen, Region nord)
- Referansemappe 18-202-020: Fv835 hp3 meter 1284-1384, Skjelvareid (Statens vegvesen, Region nord)

Strekningbæreevnen og bæreevnen for enkeltpunktene var oppgitt i referansemappene, men det er også beregnet bæreevne i tillegg til dette. Årsaken er todelt, hvor den første er at det er satt "tak" på den oppgitte bæreevnen i mappene. Dette taket er på 13 tonn fram til sommeren 1989 og på 20 tonn deretter. Den andre grunnen er at strekningene kun er på 100 meter, slik at det kun er ti målepunkter per felt. Dette medfører at én lav enkeltverdi vil påvirke strekningsbæreevnen i stor grad. Det har derfor blitt regnet et gjennomsnitt av de beregnede bæreevnene for enkeltpunktene. Det er også benyttet konstant mengde tungtrafikk i bæreevneberegningene, ettersom en stor endring i trafikkmengden ville gjort det vanskelig å analysere utviklingen av vegen.

Følgende formel er benyttet for beregning av bæreevne for dynaflect:

$$B = 97 \times \text{ÅDT}_T^{-0,072} \times (\text{DMD} \times \text{SCI})^{-0,3}$$

4.3. Ev6hp06 fra km 1150 til km 1250 – Åsen

Denne referansestrekningen er bærelagsforsterket med penetrert puk. Alle data og informasjon som er benyttet finnes i filen Referansestrekninger.xls under de to første arkene. Dette er i tillegg supplert med data fra NVDB.

4.3.1. Overbygning og undergrunn

Fra NVDB Dekke er følgende informasjon om dekkeleggingen på strekningen funnet:

Tabell 2 - Dekke Ev6 hp4 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Ev6	4	802	1690	Agb16	93	37	19930610
Ev6	4	802	1690	Agb16	93	37	19930610
Ev6	4	1000	1590	Agb16	110	44	19990709
Ev6	4	1690	2390	Agb16	100	40	19880815

I tillegg til de tre radene som angår referansestrekningen er det også tatt med en rad for tilsluttende vegstrekning. Dette fordi de tre første radene ikke inneholdt noen informasjon om dekkelegging etter forsterkning av vegen. Den siste raden ble funnet som det eneste naturlige alternativet å benytte. Dette ble også kontrollert opp mot nedbøyningsmålingene og spordata, og ble funnet å være sannsynlig.

Dekket lagt i forbindelse med forsterkningen vil i tilfelle være 40 millimeter Agb16. Det framgår også at nytt dekke er lagt over referansestrekningen sommeren 1993.

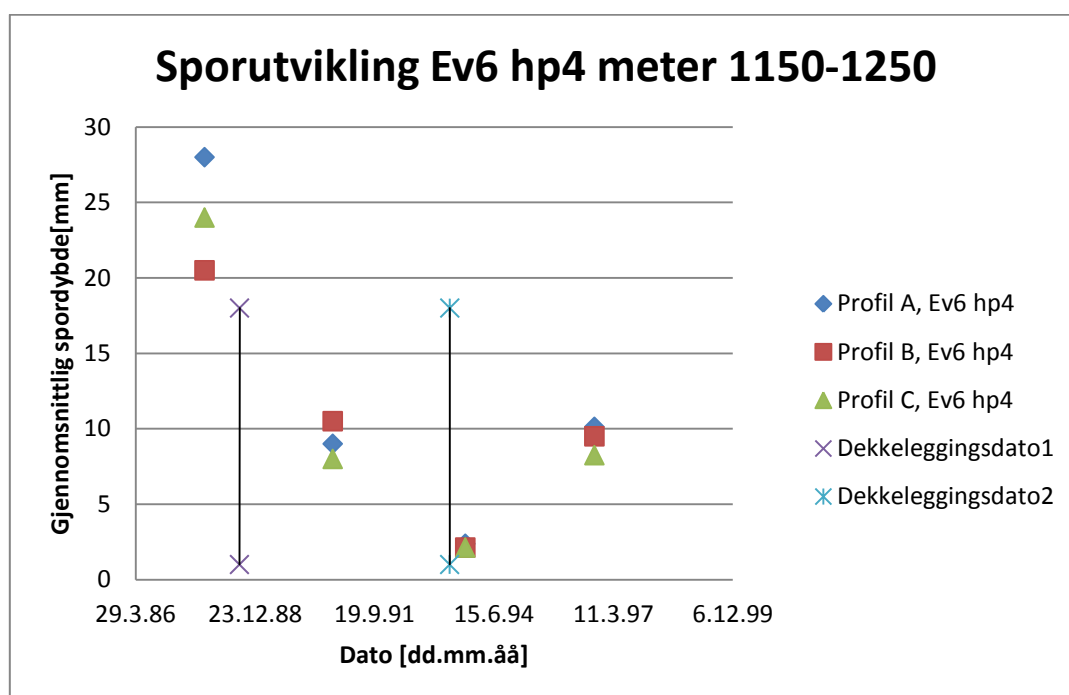
Tabell 3 - Ev6 hp4 Oppgravingslag (NVDB, 2013)

Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
1000	19880104	I - Fjell, steinfylling
1000	-	IV - Grus, sand, morene, med litt finstoff T2
1500	19880104	I - Fjell, steinfylling
1500	-	IV - Grus, sand, morene, med litt finstoff T2

Basert på disse oppgravningene er det tvetydig hvilken undergrunn som er under vegoverbygningen. Oppgravingslagene med oppgitt analysedato er de som angir meget god undergrunn.

4.3.2. Spormåling

Det er gjort hjulspormålinger fire ganger i løpet av registreringsperioden. Det første måletidspunktet var før forsterkningen, det andre mellom første og andre dekkelegging og de to siste måleseriene ble utført etter at andregangs dekke ble lagt på det penetrerte bærelaget (Figur 4).

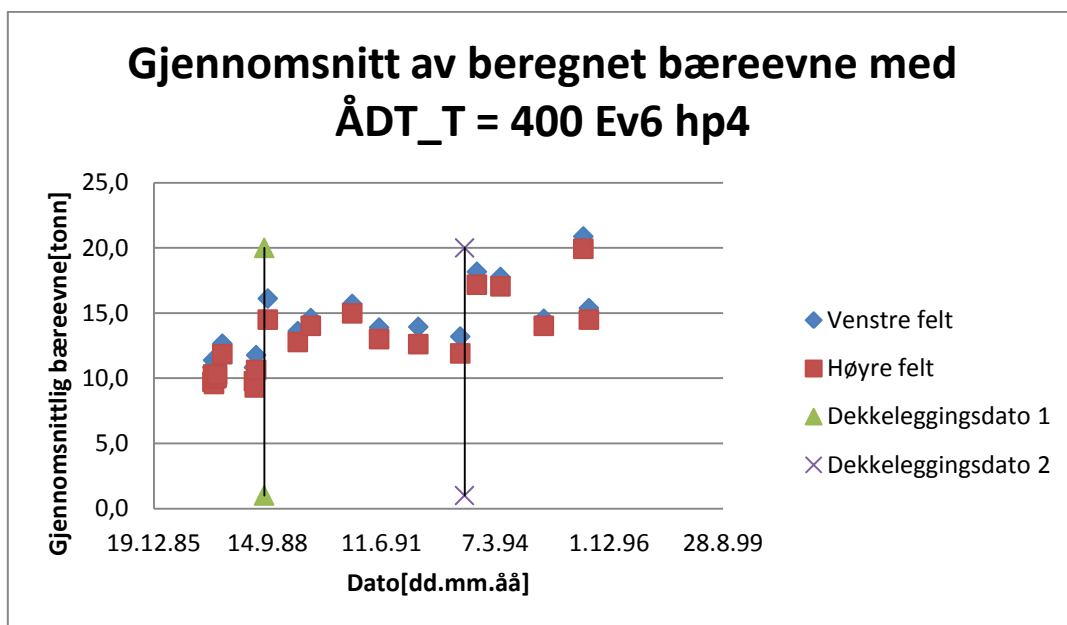


Figur 4 - Sporutvikling Ev6 hp4 meter 1150-1250

Det er ikke mulig å trekke noen slutninger om sporutvikling for første dekke etter forsterkning ettersom andre dekkelegging kommer før den neste tilstandsmålingen. Den eneste aktuelle vurderingen basert på dette blir dermed at den gjennomsnittlige spordybden er rett under 10 millimeter 2 år etter forsterkning.

4.3.3. Nedbøyningsmålinger

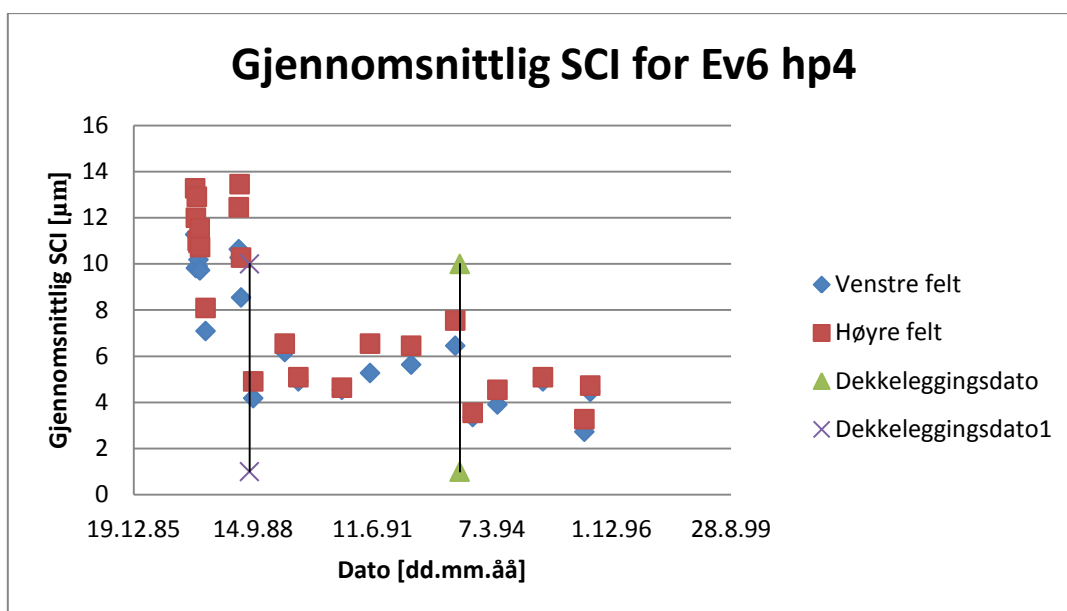
Det ble i referanseperioden gjennomført 23 nedbøyningsmåleserier i løpet av 10 år på denne referansestrekningen. Totalt 11 måleserier ble utført før dekkelegging etter forsterkning. Dette fordelt i løpet av 1987 og 1988.



Figur 5 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 400 Ev6 hp4

I Figur 5 over er det gjennomsnittet av den beregnede bæreevnen i tonn per punkt som er angitt. Det er skilt mellom kjørefeltene for å kunne se forskjeller der, samt for å kunne eliminere svakheter i det ene kjørefeltet. Bæreevnen er beregnet ved bruk av konstant ÅDT-tunge, for å unngå utslag på grunn av variasjon i trafikken. Dette fordi det vil være feil å trekke konklusjoner om bærelagsforsterkningen på grunn av variasjoner i trafikkmengde. Den mest passende årsgjennsnittstrafikken for tunge kjøretøy er valgt fra tellingene i referansemappene for hver av referansestrekningene.

Den gjennomsnittlige bæreevnen er god for strekningen igjennom hele referanseperioden etter at forsterkningen ble utført. Det framgår tydelig i Figur 5 at bæreevnen øker etter dekkelegging, for så å ha en noe avtagende tendens med tiden.



Figur 6 - Gjennomsnittlig SCI Ev6 hp4

Dekke- og bærelagsindeksen SCI for strekningen (Figur 6) reduseres markant ved første dekkelegging. Økningen i SCI fra første til andre dekkelegging (1988-1993) var på mindre enn 2 mikrometer. Dette antyder at bæreevnen i dekke og bærelag ikke svekkes betydelig på disse 5 årene.

Denne referansestrekningen har en høy ÅDT-tunge på 400 eller mer i store deler av referanseperioden. Dette er en verdi som er over det som kan regnes som lavtrafikkert veg (ÅDT < 3000) dersom det er en andel tunge kjøretøy på 10 %. For denne strekningen er tungtrafikkandelen vesentlig større, og total trafikkmenge er mindre enn 3000.

4.4. Ev10hp26 fra km 1000 til km 1100 – Kabelvåg

Denne referansestrekningen er bærelagsforsterket med penetrert pukk. Alle data og informasjon som er benyttet finnes i filen Referansestrekninger.xls under ark tre og fire. Dette er i tillegg supplert med data fra NVDB.

Manger data for en del måleserier hvor 2. geofon, SCI og DMD/SCI er utelatt.

4.4.1. Tilstandsbeskrivelse:

3/9-87 – "Det er ikke synlige skader på dekket"

10/9-98 – "Generelt inntrykk: god veg, ingen skader"

11/9-90 – "Ingen synlige skader på dekket, men stor sporslitasje. Nytt Agb-dekke legges i morgen over denne strekningen (1050-1100?).

7/7-93 – "Noe sporslitasje over hele strekningen. Dekket ser bra ut og det er ikke noen skader."

28/8-96 – "Nylagt asfalt over hele strekningen, ingenting å bemerke."

4.4.2. Overbygning og undergrunn

Tabell 4 - Dekke Ev10 hp26 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Ev10	26	0	1450	Ma16	100	40	19870815
Ev10	26	1002	1998	Agb16	50	20	20090629
Ev10	26	1002	2497	Agb11	39	15	20010626

Her er dekkeleggingen i 1987 registrert i tillegg til to dekkelegginger etter referanseperioden. Fra sporutviklingen (Figur 7) kommer det tydelig fram at det har blitt lagt et nytt dekke før den oppgitte dekkeleggingen i 2001. Figur 7 viser også en liten nedgang for profil B og C, som stemmer overens med informasjonen i tilstandsbeskrivelsen om nytt asfaltgrusbetongdekke fra meter 1050 til meter 1100 i september 1990. For den siste spormålingen i 1996 helt tydelig går fram at nytt dekke er lagt, som stemmer med informasjon i tilstandsbeskrivelsen om befarings av nylagt asfalt august 1996.

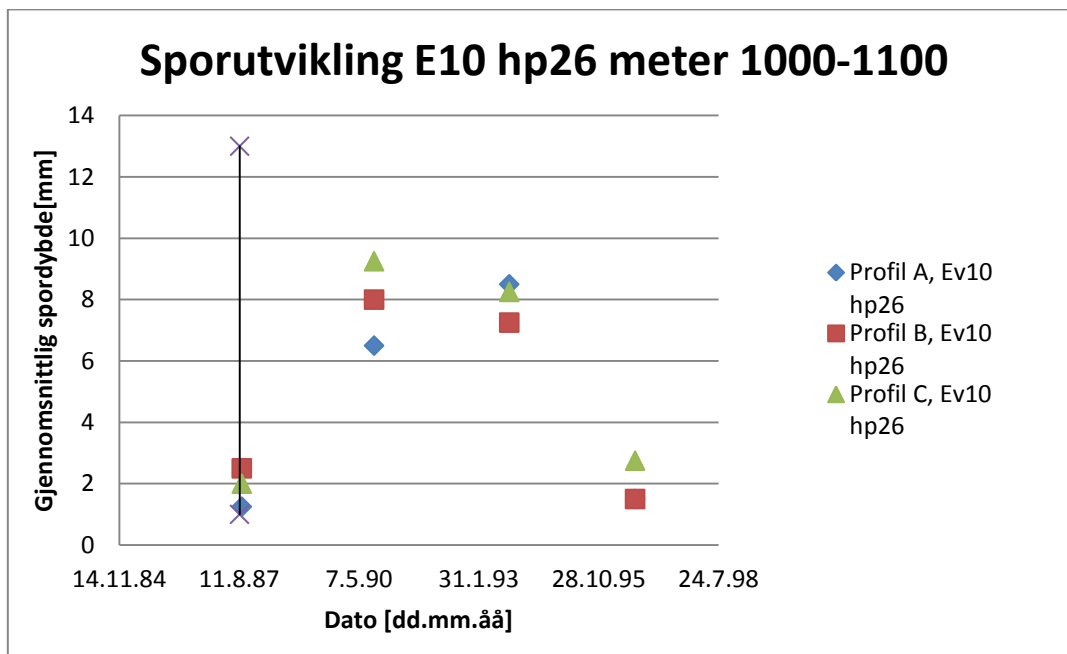
Tabell 5 - Undergrunn Ev10 hp26 (NVDB, 2013)

Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
1002	-	I - Fjell, steinfylling

Fra NVDB oppgravingslag framgår det at undergrunn ved start av referansestrekningen er fjell eller steinfylling.

4.4.3. Spormåling

Fire måletidspunkter for spormålinger er utført på referansestrekningen i referanseperioden. Den første målingen er utført like etter dekkelegging. Andre spormålingsdato er før nytt dekke ble lagt for halve strekningen. Profil A viser en fortsatt økning i spordybde, hvor profil B og C begge viser en liten reduksjon i spordybde for tredje spormålingsdato. De siste seriene med spormålinger er utført etter at nytt dekke er lagt, og spordybde er omentrent de samme som for spormålingene i september 1987.

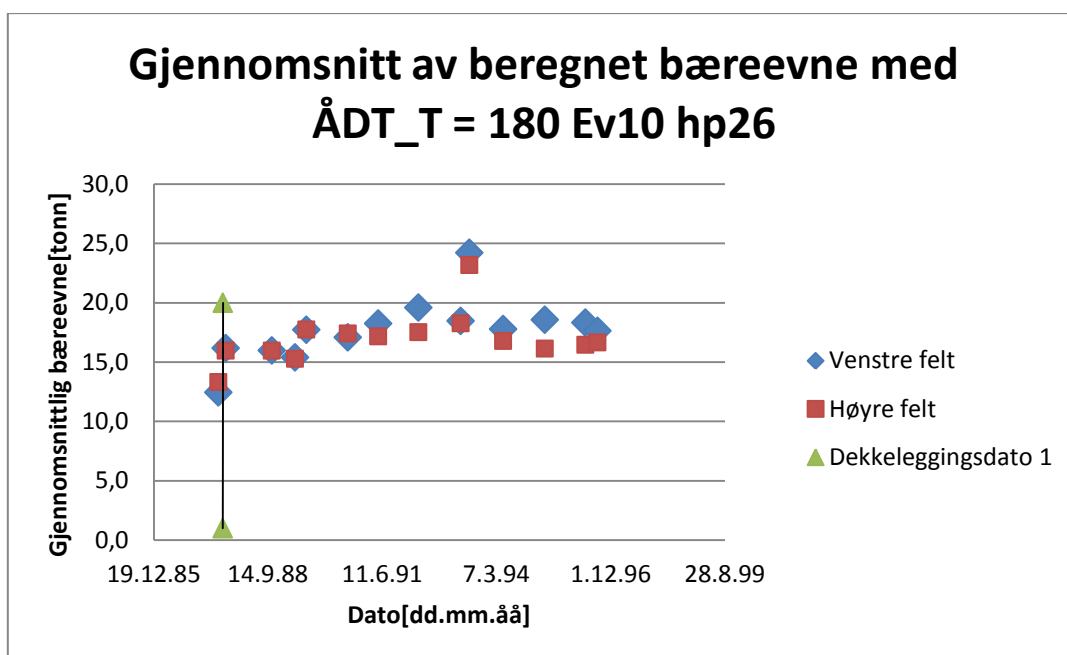


Figur 7 - Sporutvikling E10 hp26 meter 1000-1100

Det er en sporutvikling mellom september 1987 og september 1990 som viser sporutviklingen en økning på rundt 6 millimeter. Dette er en økning i spordybde med en faktor 4, og tilsvarer en gjennomsnittlig økning i spordybde på 2 millimeter i året. Profil A har en videre utvikling i gjennomsnittlig spordybde fra 6,5 millimeter til 8,5 millimeter, som utgjør en økning på 2 millimeter på litt over 3 år.

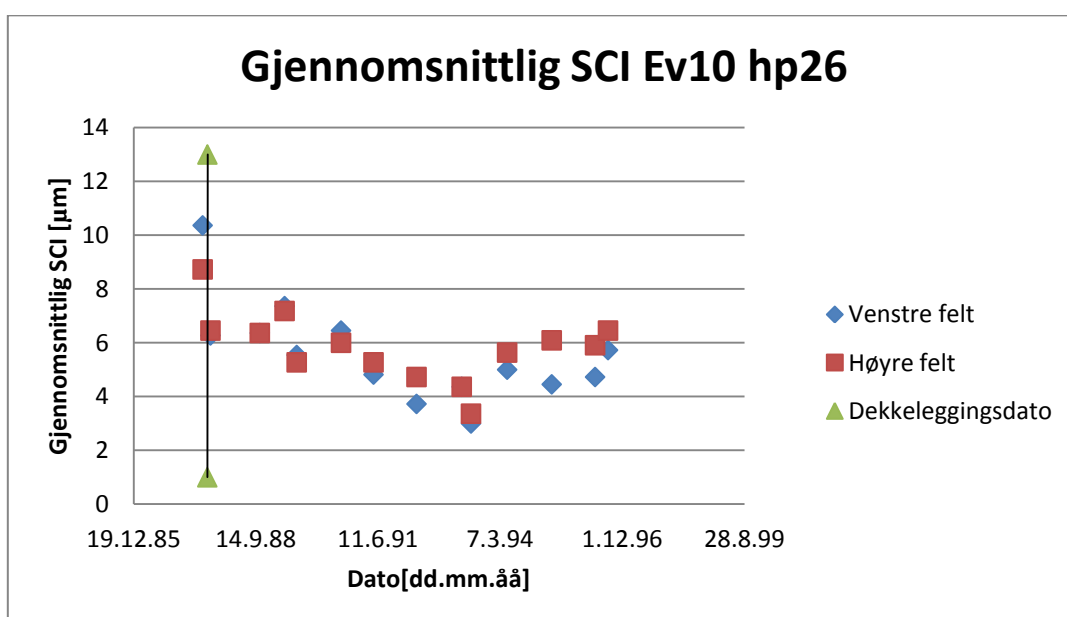
4.4.4. Nedbøyningsmåling

Det er 14 nedbøyningsmåleserier for referansestrekningen i referanseperioden. I tillegg er det noen måleserier ekstra i 1987, som ikke lar seg bruke ettersom det kun er oppgitt bæreevne og nedbøyning i 1. geofon. Én av måleseriene er utført før første dekkelegging etter forsterkningen.



Figur 8 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 180 Ev10 hp26

Den gjennomsnittlige bæreevnen er, med ett unntak, stabil for strekningen igjennom hele referanseperioden etter forsterkningen. Den lavest målte gjennomsnittlige bæreevnen etter forsterkningen er målt til 15,3 tonn, og den høyeste verdien er 19,6 tonn. I tillegg kommer verdien som klart avviker på 24,2 tonn. Den laveste oppgitte bæreevnen for hele strekningen etter at forsterkningen var utført er på 13 tonn, som også var "taket" for den oppgitte bæreevnen i referansemappen fram til høsten 1989. Bæreevnen til vegen er tilfredsstillende og god for hele referanseperioden.



Figur 9 - Gjennomsnittlig SCI Ev10 hp26

SCI-verdien for referansestrekningen er lav for hele referanseperioden. Etter forsterkning reduseres verdien til like over 6 millimeter for begge felt. Deretter holder verdien seg på dette nivået fram til sommeren 1990. Deretter synker verdien ned til om lag 4 millimeter fra 1991 til 1993, for så å øke noe igjen og stabiliserer seg i underkant av 6 millimeter. Dette medfører en noe økt styrke i de øverste 30 centimeterne. Det antydes noen skiller mellom august 1990 og mai 1991 samt mellom juli 1993 og mai 1994. Det første skillet hvor SCI-verdien forbedres stemmer godt med når nytt dekke ble lagt over halve strekningen. Det andre skillet er at styrken taper seg noe i den øverste delen av vegen.

4.5. Rv820hp10 fra km. 5976 til km 6076 – Gimstad

Denne referansestrekningen er bærelagsforsterket med penetrert puk. Alle data og informasjon som er benyttet finnes Referansestrekninger.xls under ark fem og seks. Dette er i tillegg supplert med data fra NVDB.

4.5.1. Tilstandsbeskrivelse

27.08.1987 – "Litt slitasje midt i begge kjørefelt (pigg/kjettingslitasje)"

19.10.1990 – Litt større utbredelse av pigg/kjettingslitasje langs hele strekningen.

08.08.1991 – Stedvis mindre dekkeskader. Virker noe overensstemmende med nevnte skader over.

1993 – Noenlunde samme skader som for 1991

4.5.2. Overbygning og undergrunn

Tabell 6 - Dekke Fv820 hp10 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Fv820	10	5903	6209	Agb11	41	20	20100913
Fv820	10	5903	6209	Agb16	90	35	20100918
Fv820	10	5903	6209	Ma16	100	40	19850815
Fv820	10	5903	6209	Ma11	123	49	19960612

I Tabell 6 over er det registrert dekkelegging fire ganger over referansestrekningen. Den første er august 1985. Deretter er det ikke registrert noe nytt dekke lagt før juni 1996. Dette er rett før siste de siste spor- og nedbøyningsmålingene i referanseperioden ble utført. Dekke lagt etter forsterkningen var et 40 millimeter tykt mykasfaltdekke.

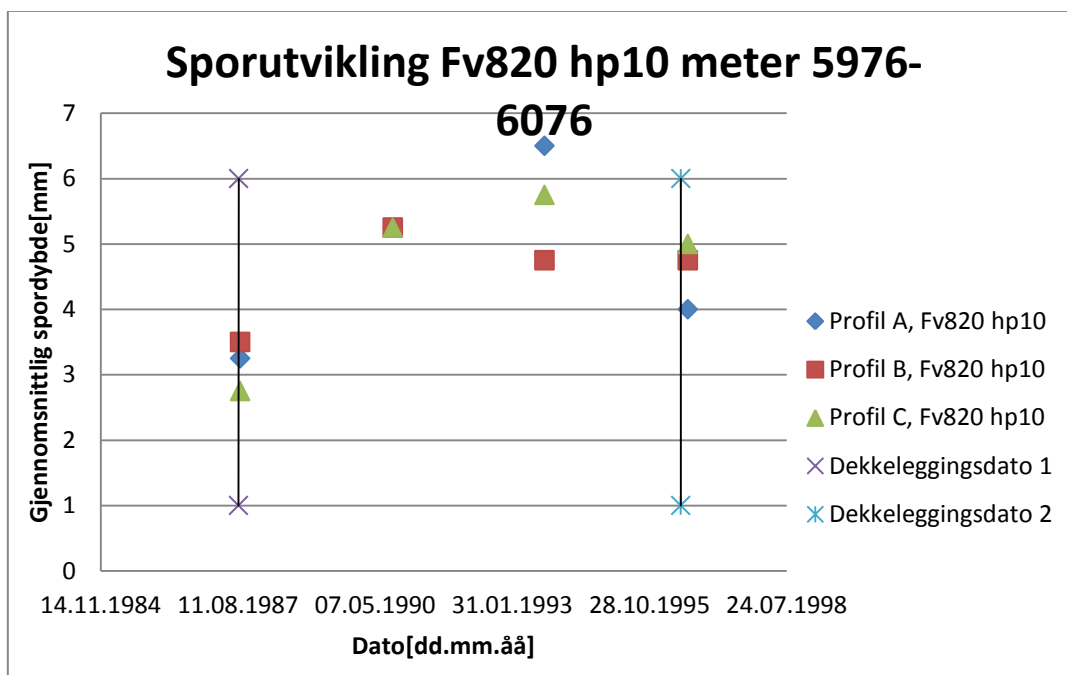
Tabell 7 - Oppgravingslag Fv820 hp10 (NVDB, 2013)

Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
5917	19860221	I - Fjell, steinfylling
6415	19860221	I - Fjell, steinfylling

Fra oppgravingsregisteret i NVDB framgår det at undergrunnen er "fjell, steinfylling" like før, og noe etter, referansestrekningen. Dette er meget god undergrunn, og kan være undergrunnen for referansestrekningen og. Dette er ikke bekreftet.

4.5.3. Spormåling

Det er også for denne referansestrekningen utført spormålinger fire ganger. Alle spormålingene er utført etter forsterkningen, men nytt dekke er lagt før de siste spormålingsseriene ble gjennomført.

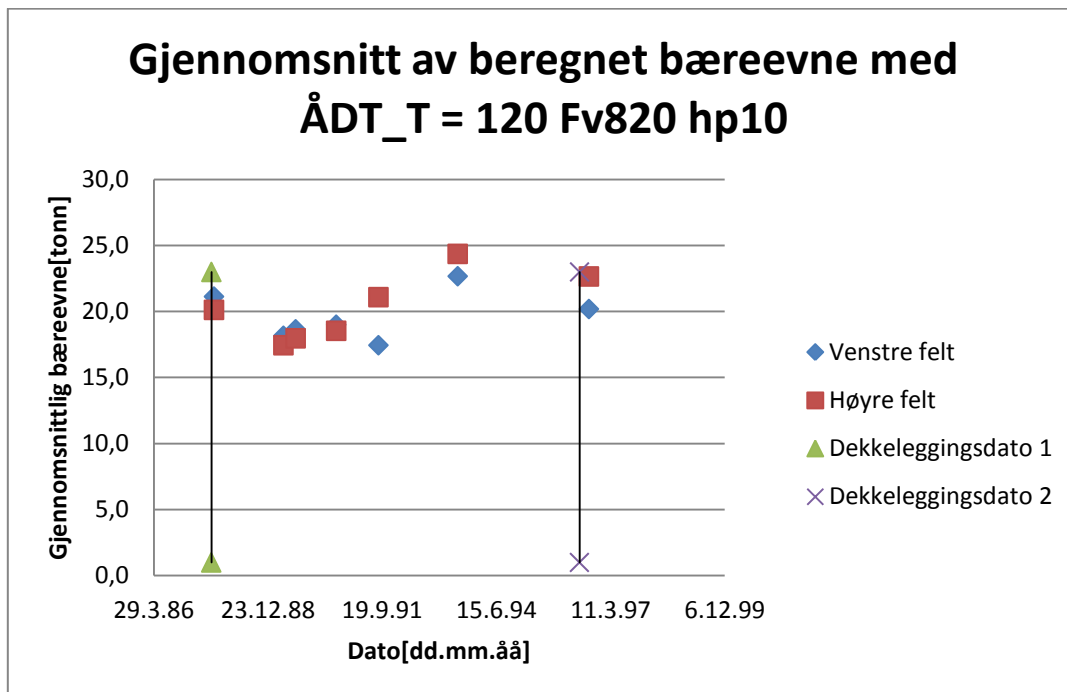


Figur 10 - Sporutvikling Fv820 hp10

Sporutviklingen for strekningen viser en økning i gjennomsnittlig spordybde fra om lag 3 millimeter til noe over 5 millimeter fra august 1987 til september 1990. Dette innebærer en gjennomsnittlig økning på rundt 2 millimeter på rett over 3 år. Videre til spormålingene september 1993 avviker resultatene noe mer. For Profil A fortsatte økningen i spordybde opp til 6,5 millimeter, for Profil C var det en moderat økning til 5,8 millimeter, hvor det for Profil B var en liten reduksjon i gjennomsnittlig spordybde til 4,8 millimeter. Dette medfører at det er vanskelig å trekke noen entydig konklusjon om sporutviklingen lenger enn til målingene i 1990 (Figur 10). Fra tilstandsbeskrivelsen oppgis det også pigg/kjettingslitasje på vegstrekningen. Dette er noe som er ønsket å eliminere ved å undersøke lavtrafikkerte veger, men oppnås ikke når vegen trafikkeres jevnlig med kjetting.

4.5.4. Nedbøyningsmåling

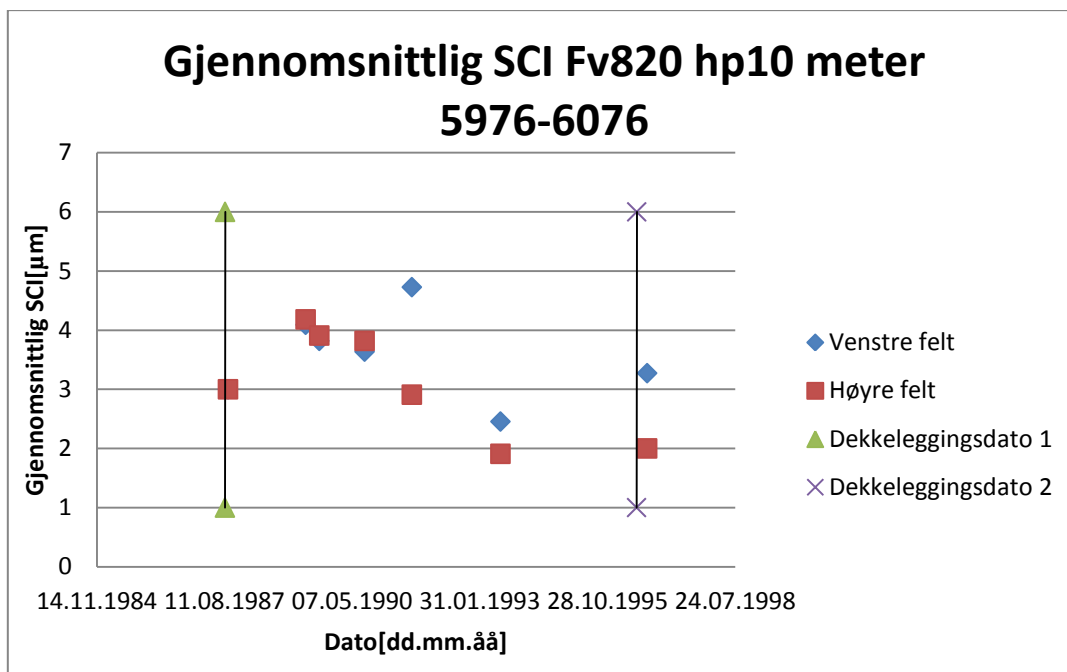
Det var for denne referansestrekningen kun syv aktuelle nedbøyningsmåleserier. Resterende serier manglet informasjon om 2. geofon.



Figur 11 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 120 Fv820 hp10

Den gjennomsnittlige beregnede bæreevnen er stabilt høy etter forsterkningen. Fram til og med 91 varierer verdien mellom 21,1 tonn og 17,4 tonn som er godt over tillatt aksellast på 10 tonn (Figur 11). Spørsmålingene viste noe inkonsekvente resultater for 1993, noe som også er tilfelle for nedbøyningsmålingene. Resultatet for denne målingen er større enn de omkringliggende målingene, uten at der er informasjon om noe nytt dekke lagt før dette. Det at denne målingen viser høyere bæreevne enn hva målingen i 1996, like etter nytt dekke er lagt, virker lite sannsynlig uten at det er andre faktorer som har spilt inn for denne målingen.

Det er i tillegg verdt å merke seg at det for de tre siste måletidspunktene framgår en tendens til at høyre felt har større bæreevne enn venstre felt. Dette også etter at nytt dekke er lagt i 1996.



Figur 12 - Gjennomsnittlig SCI Fv820 hp10

SCI-verdien for referansestrekningen varierer tilsynelatende mye, men alle målingene gir meget lav verdi og forskjellen gitt i mikrometer er liten (Figur 12). Ved å se bort fra målingen gjort i 1993 blir tallene noe mer tydelig. Det er en liten økning i SCI-verdi fra like etter forsterkning og fram til år 1990. Deretter spriker resultatet i 1991, hvor tendensen fra bæreevnen går igjen ved at høyre felt har klart lavere SCI enn venstre felt. Målingen i 1996 viser her også samme utvikling.

4.6. Oppsummering penetrert pukk – referansestrekninger

Den gjennomsnittlige beregnede bæreevnen for strekningene forsterket med bærelag av penetrert pukk er generelt veldig god. Det er ikke et eneste punkt som viser bæreevne under 10 tonn for noen av strekningene etter forsterkningen.

Tabell 8 - Sammenligning sporutvikling Pp referansestrekninger

VEG	Ev6	Ev10	Fv820
Gjennomsnittlig bæreevne mellom spormåling 1 og 2 [tonn]	15,3	16,5	18,5
ÅDT_T(som er brukt)	400	180	120
Dato spormåling 1	x	03.09.1987	27.08.1987
Gjennomsnitt spordybde måling 1 [mm]	x	1,9	3,2
Dato spormåling 2	05.10.1990	11.09.1990	13.09.1990
Gjennomsnitt spordybde måling 2 [mm]	9,2	7,9	5,3
Gjennomsnittlig sporutvikling per år mellom måling 1 og 2 [mm]		2,0	0,7

Sporutviklingen for de tre strekningene viser noe forskjellige resultater. Strekningen på Ev6 utvikler en gjennomsnittlig spordybde på omentrent 9 millimeter på 2 år, hvor Ev10 utvikler like i underkant av 8 millimeter spordybde i gjennomsnitt på 3 etter forsterkningen. Dette var en økning i gjennomsnittlig spordybde på omlag 6 millimeter. Fv820 utvikler en gjennomsnittlig spordybde på like over 5 millimeter til september 1990. Dette er 3 år etter forsterkningen ble utført, og bare en økning på omentrent 2 millimeter.

Det framkommer av dette at sporutviklingen er minst der bæreevnen er størst. Dette er som forventet. Trafikkmengden for tunge kjøretøy for Ev6 var for stor til at vegen kan regnes som lavtrafikkert, selv om den totale ÅDT var mindre enn 1000 igjennom hele referanseperioden. For Fv820 er sporutviklingen relativt beskjedent selv om det i tilstandsregistreringen er oppgitt synlig pigg/kjettingslitasje.

Det er forskjeller i hvordan SCI-verdien utvikler seg for de tre referansestrekningene. For Ev6 stiger den gjennomsnittlige SCI-verdien litt fra forsterkningsdato til neste dekkelegging for deretter å reduseres når nytt dekke legges. Det er derimot en minkende tendens for SCI-verdien for Ev10, Spesielt fra 1989-90, før den fra 1994 øker noe igjen. Ved å studere nedbøyningsdataene framgår det at det i hovedsak er en reduksjon i nedbøyning for 1. geofon som medfører reduksjonen i SCI-verdien. På bakgrunn av prinsippet om at geofonens avstand fra lastsenteret indikerer svakheten i overbygningen, fra den samme dybden fra vegdekket og nedover, vil dette indikere en økt styrke i den øverste delen av vegoverbygningen. Deretter avtar styrken noe igjen. For Fv820 er SCI-verdien lav og ligger rundt 3-4 mikrometer 2-4 år etter forsterkningen. For de to andre referansestrekningene var verdien rundt 4-8 mikrometer i samme periode.

4.7. Rv826hp01 fra km. 1750 til km. 1850 – Vargåsen

Denne referansestrekningen er bærelagsforsterket med bitumenstabilisert grus med emulsjon. Alle data og informasjon som er benyttet finnes i Referansestrekninger.xls under ark syv og åtte. Dette er i tillegg supplert med data fra NVDB.

4.7.1. Tilstandsbeskrivelse

15.10.1986 – Bra veg fram til 1805-1810 hvor det er en liten kantsprekk i høyre felt. Resten bra med unntak av en tversgående sprekk i forbindelse med stikkrenne rundt 1840.

02.11.1989 – Hele strekning er preget av hjulsporsetninger i høyre ytre felt. Mye fra 1800 og utover. Her også kantsprekker i høyre felt hele vegen. Noen sprekker langs venstre hjulspor mellom 1750 og 1800 og noe også langs senterlinje mellom 1780 og 1790. Fortsatt setningssprekke tversgående i forbindelse med stikkrenne ved 1840.

08.09.1993 – Store mengder sprekker og setningsskader hele vegstrekningen. Utpreget mye setninger i ytre høyre hjulspor hele vegen. Kantsprekker på begge sider hele vegen. ”Kombinasjon av setninger i hjulspor/kantsprekker”

4.7.2. Overbygning og undergrunn

Det er gitt materialdata og oversikt i denne referansemappen. Slitelaget som er lagt ved forsterkning er 4 cm Ma16 med bindemiddeltpe og mengde MB8000 med 3 % med merknad restbindemiddel. Oppgitt bærelag av bitumenstabilisering med emulsjon. Frest ottadekke med grusbærelag. Tykkelse 10 cm. Forsterkningslag av grus gitt til tykkelse 57 cm med sortering 0-63 mm. Undergrunn av myr i bæreevnegruppe 7.

Tabell 9 - Dekke Fv826 hp1 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Fv826	1	1608	2089	Gja	160	64	19860615
Fv826	1	1608	2089	Ma11	60	24	19950810
Fv826	1	1608	2089	Ma16	110	44	19970608

I Tabell 9 finner vi at det er lagt gjenbruksasfalt hvor det i referansemappen er oppgitt fire centimeter mykasfalt.

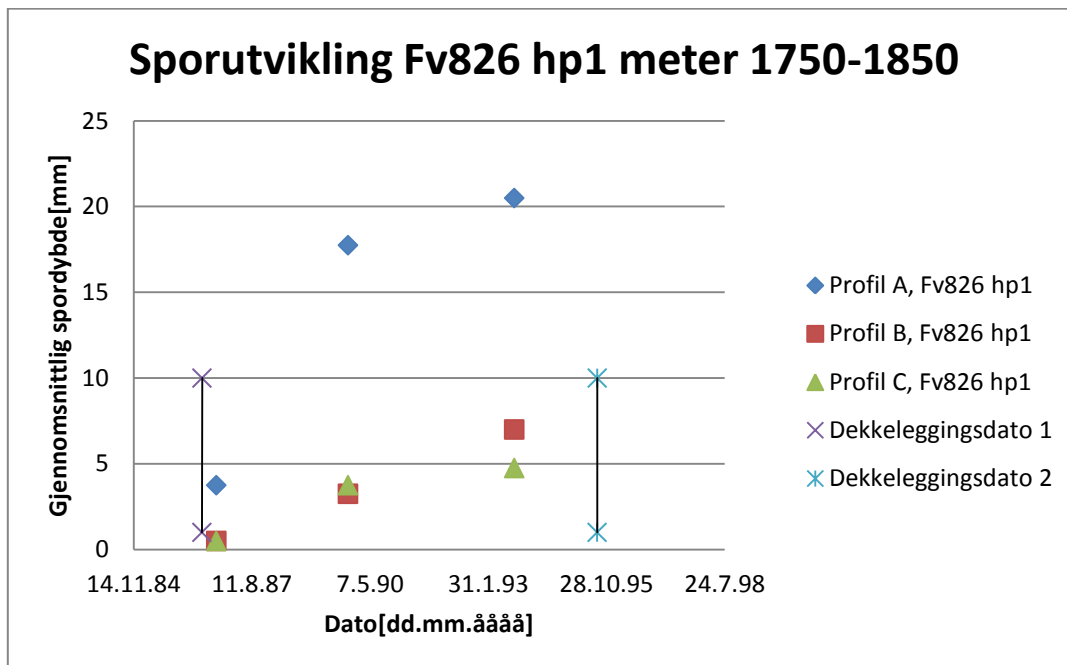
Tabell 10 - Oppgravingslag Fv826 hp1 (NVDB, 2013)

Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
1500	19860127	VI - Silt, leire T4
2000	19860127	VII - Myr, torv

Undergrunn er oppgitt å være myr i referansemappen, noe som stemmer med meter 2000 fra NVDB i Tabell 10. Dette er svært dårlig undergrunn.

4.7.3. Spormåling

Det er utført spormålinger på tre ulike datoer for referansestrekningen i referanseperioden. Alle tre datoene er etter forsterkningsdekkedato og før andre dekkedato i 1995.



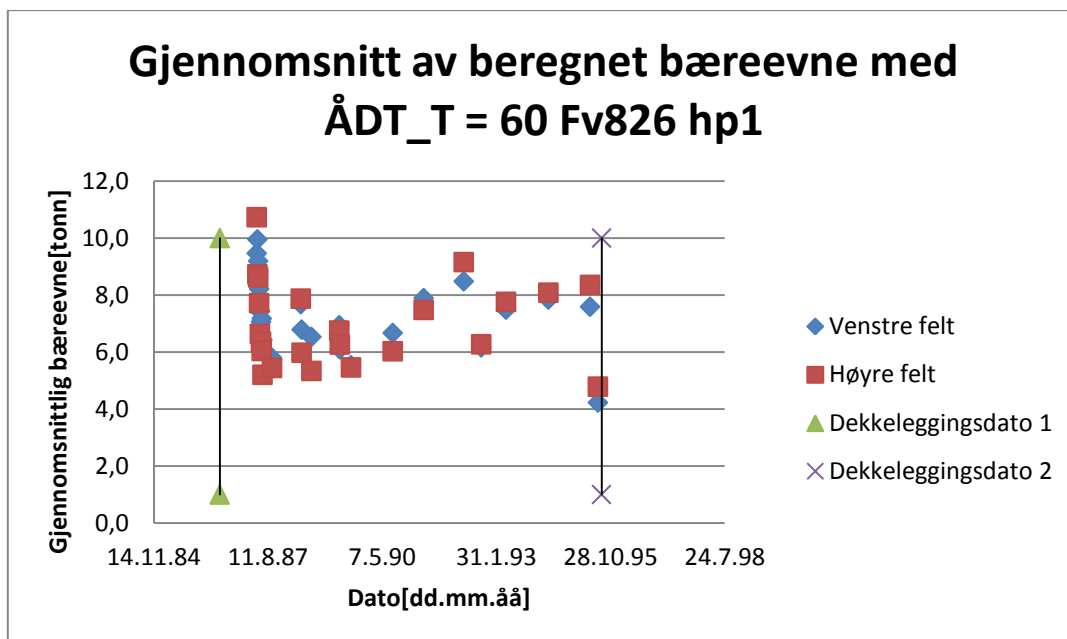
Figur 13 - Sporutvikling Fv826 hp1 meter 1750-1850

I Figur 13 vises det at der var to ulike sporutviklinger for strekningen. Profil B og C hadde en beskjeden sporutvikling, med henholdsvis 7 millimeter og 4,8 millimeter i gjennomsnittlige spordybder september 1993. For profil A var det en totalt annen utvikling, hvor det i november 1989 var en gjennomsnittlig spordybde på 17,8 millimeter, og over 20 millimeter i 1993.

Årsaken til denne store forskjellen virker å være at profil C og til dels B treffer to relativt meget gode tverrsnitt i vegen. Bæreevnen er her vesentlig større nettopp der profil C treffer og også i noen grad for profil B.

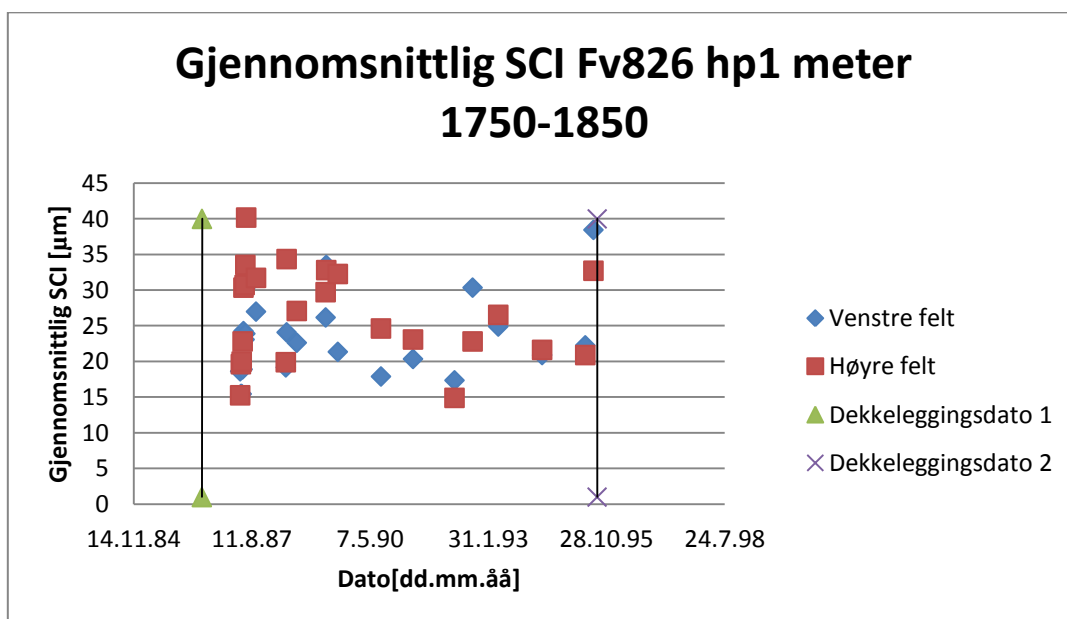
4.7.4. Nedbøyningsmåling

Det ble utført 23 nedbøyningsmåleserier i referanseperioden. Alle målingene er etter at forsterkningen var utført, og før nytt dekke ble lagt.



Figur 14 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 60 Fv826 hp1

Den beregnede gjennomsnittlige bæreevnen er meget lav for strekningen (Figur 14). Resultatene viser nesten utelukkende verdier under 10 tonn, som er dagens tillatt aksellast. Ved utføringen av forsterkningen var imidlertid grensen 6 tonn under vårløsningen og 8 tonn på sommeren. Dette medfører at vegen etter noen år var innenfor grensen under vår-restriksjonen. Den laveste oppgitte bæreevnen for hele strekningen er så lav som 2,4 tonn, og ble målt august 1990. Den gjennomsnittlige beregnede bæreevnen er ikke ekstremt lav for strekningen på dette tidspunktet, men det framgår av tallene at det er stor variasjon langs strekningen.



Figur 15 - Gjennomsnittlig SCI Fv826 hp1

SCI-verdiene er høy for strekningen igjennom hele referanseperioden og varierer mellom 15 og 40 mikrometer. Verdiene holder seg nokså konstant igjennom hele perioden etter å ha avtatt noe de første årene, dersom det ses bort fra noen målinger gjort i 1987 og 1988. Dette stemmer overens med en herdeprosess i bærelaget i løpet av de første årene. Fra litteraturdelen finner vi en signifikant økning i lastfordelingskoeffisient i løpet av de 5 første årene etter forsterkning.

4.8. Rv835hp3 fra km. 1284 til km. 1384 – Skjelvareid

Denne referansestrekningen er bærelagsforsterket med penetrert pukk. Alle data og informasjon som er benyttet finnes i Referansestrekninger.xls under ark ni og ti. Dette er i tillegg supplert med data fra NVDB.

4.8.1. Tilstandsbeskrivelse

27.10.1986 – En del setninger i hjulspor samt to setningssprekker.

09.11.1989 – Store mengder setninger i hjulspor med tilhørende setningssprekker. Lapping gjort langs senterlinjen og 5 slaghull. Kantsprekker på høyre side rundt km 1324-1334 og på begge sider rundt km 1364-1374.

1992 – Nylagt dekke og kun mindre kantsprekker.

30.08.1995 – Krakeleringer langs senterlinje og hjulspor (spesielt på høyre side) fra 1284-1334. Kantsprekker nesten langs hele strekningen Krakeleringer i høyre-ytre hjulspor fra 1334-1384.

02.10.1998 – Generelt inntrykk: god veg, nesten ingen skader.

4.8.2. Overbygning og undergrunn

Det er gitt materialdata og oversikt i denne referansemappen. Slitelaget som er lagt ved forsterkning er 4 cm oljegrus med bindemiddeltype og mengde MB8000 med 3 %. Oppgitt bærelag av bitumenstabilisering med emulsjon. Frest ottadekke med grusbærelag. Tykkelse 10 cm. Forsterkningslag av grus gitt til tykkelse 10 cm med sortering 0-63 mm 5 % under 20 mikrometer og 10 % under 75 mikrometer. Undergrunn av morene i bæreevnegruppe 4.

Tabell 11 - Dekke Fv835 hp3 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Fv835	3	190	1001	Ma11	83	33	19990913
Fv835	3	190	2809	Gja	160	64	19850615
Fv835	3	1001	1500	Ma11	81	32	19980630
Fv835	3	1500	2646	Ma16	95	38	19920705

Fra dekkeregisteret i Tabell 11 er det oppgitt gjenbruksasfalt lagt i 1985. Dette går igjen der hvor det er utført bitumenstabilisering. Fra referansemappen er dekket oppgitt å være 4 centimeter oljegrus. Den siste raden i tabellen er tatt med fordi det framgår av måledataene at det har vært lagt nytt dekke sommeren 1992, og fordi det er oppgitt i tilstandsregistreringen at nytt dekke var lagt i 1992.

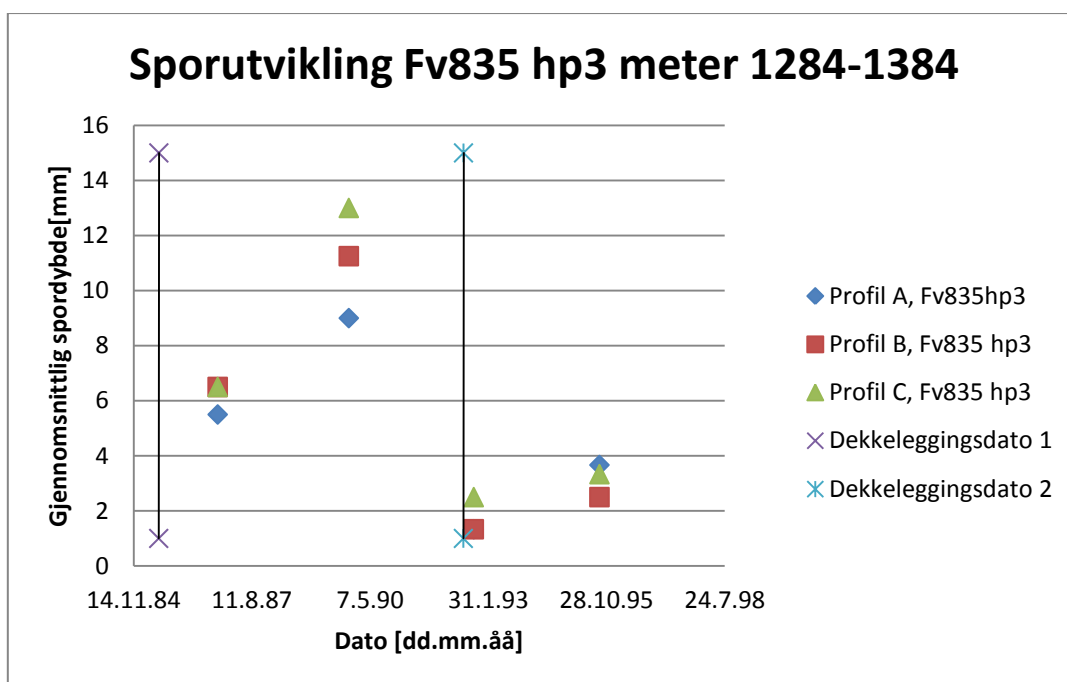
Tabell 12 - Oppgravingslag Fv835 hp3 (NVDB, 2013)

Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
1290	-	VI - Silt, leire T4
1294	19761207	III - Sand ensgradert, Cu<10 (19 cm VIII – Bark over)

Undergrunnen er angitt å være av morene i bæreevnegruppe 4 i referansemappen. Fra NVDB er det to oppgravingsprøver som angir silt/leire i bæreevnegruppe 6 og ensgradert sand i bæreevnegruppe 3 (Tabell 12). Undergrunnen antas å være varierende med middels dårlig bæreevne.

4.8.3. Spormåling

Det er utført spormålingsserier ved fire forskjellige datoer for strekningen i referanseperioden. De to første målingsdatoene er etter at forsterkningen er utført, men før leggingen av nytt dekke.



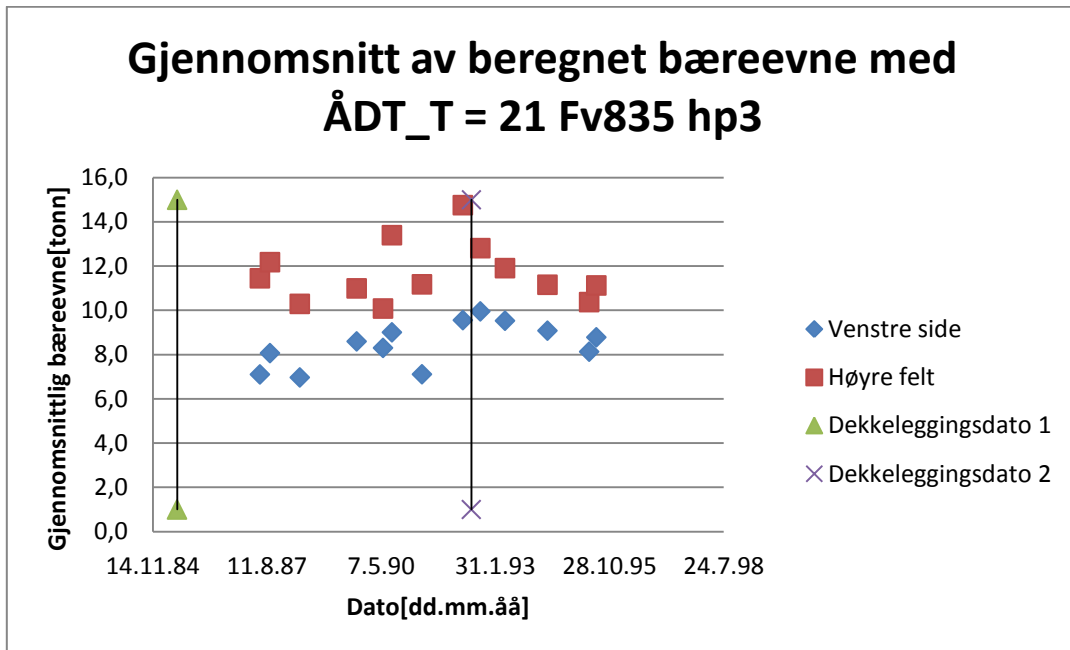
Figur 16 - Sporutvikling Fv835 hp3

Spormålingene viser at gjennomsnittlig spordybde er rundt 6 millimeter oktober 1986, og varierer mellom 9 og 13 millimeter november 1989. Sporutviklingen for Profil A er på 3,5 millimeter på tre år, hvor det i samme tidsperiode er en økning på 6,5 millimeter for profil C (Figur 16).

Etter andregangs dekkelegging er utviklingen svært positiv, hvor den gjennomsnittlige spordybden for alle tre profilene er på 3,2 millimeter 3 år etter nytt dekke er lagt. Forskjellen på utviklingen i spordybden fra forsterkning til første måling og fra nytt dekke legges til siste måling vil kunne forklares ved at det er et tykkere asfaltdekke, men også at bærelaget har fått tid til å herde skikkelig.

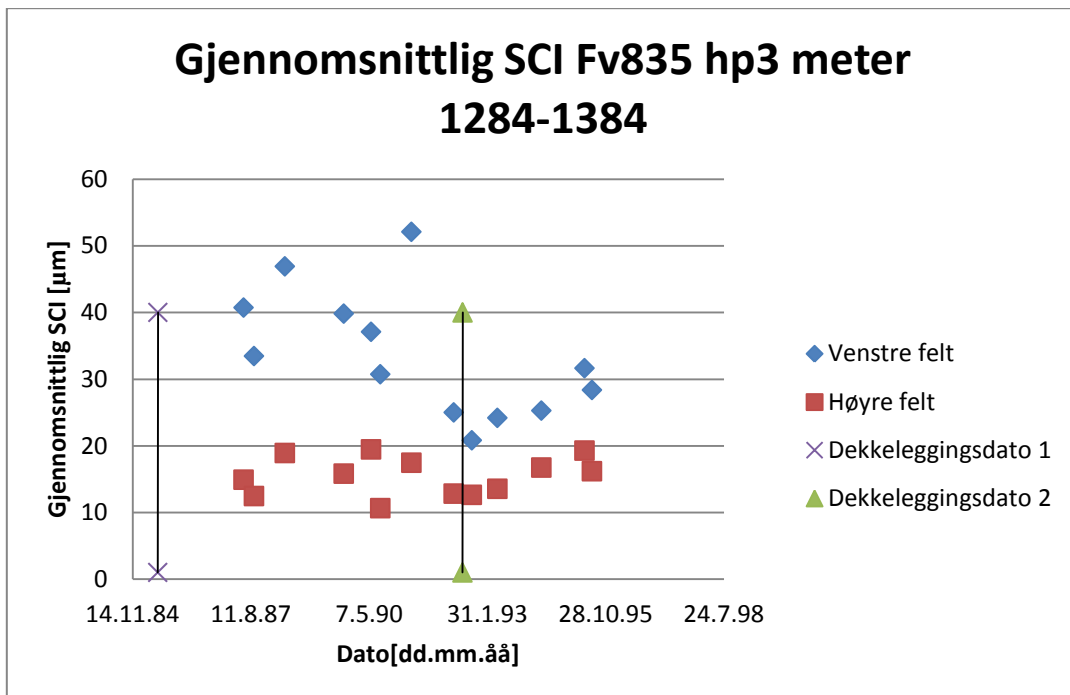
4.8.4 Nedbøyningsmåling

Det er gjennomført nedbøyningsmåleserier for referansestrekningen i referanseperioden, hvor åtte målinger er utført før andregangs dekke legges og fem etter.



Figur 17 - Gjennomsnitt av beregnet bæreevne med ÅDT_T = 21 Fv835 hp3

En tydelig forskjell mellom feltene framgår av gjennomsnittlig beregnet bæreevne. Bæreevnen for høyre felt er generelt god. For venstre felt er verdiene jevnt noe lavere og er rundt 8-9 tonn (Figur 17).



Figur 18 - Gjennomsnittlig SCI Fv835 hp3

For de gjennomsnittlige SCI-verdiene er det samme tydelige skille mellom kjørefeltene. Venstre kjørefelt har meget høye verdier fram til 1991, også sammenlignet med SCI-verdiene for den andre bitumenstabiliserte strekningen. For høyre kjørefelt er verdiene stabile og av middels størrelse. Fra dataene framgår det at forskjellen i stor grad skyldes målingene fra meter 1334 til meter 1374 i venstre felt som skiller seg ut ved å ha større nedbøyninger enn resten. Dette antas å kunne skyldes variasjon i grunnforhold, dårlig drenering eller feil i utførelse.

4.9. Oppsummering bitumenstabilisert grus – referansestrekninger

Bærelagsforsterkningen ved bruk av bitumenstabilisert grus er utført på middels til dårlig undergrunn, og resultatene varierer. På bæreevne er resultatene generelt dårlige, og forsterkningene har ikke lyktes med å øke bæreevnen til det nivået som kreves for at tillatt aksellast skal være oppfylt.

Den store variasjonen i sporutviklingen kan skyldes mange faktorer. Variasjoner i grunnforhold kan være en viktig faktor. Slaghull registrert i tilstandsregistreringen antyder også problemer med bærelaget. De store forskjellene i sporutviklingen gjør at det ikke er hensiktsmessig å gjøre en lignende sammenstilling av sporutviklingen som for referansestrekningene for penetrert puk. Et gjennomsnitt av verdiene når profilene er veldig ulike vil ikke representere spordybden på en god måte.

Den gjennomsnittlige beregnede bæreevnen for strekningene varierer stort sett mellom 5-9 tonn og 6-13 tonn for henholdsvis Fv826 og Fv835.

De gjennomsnittlige SCI-verdiene forholder seg stor sett stabile, med unntak fra venstre felt på Fv835, og indikerer at styrken i dekket og bærelaget ikke taper seg betydelig. Denne styrken er derimot ikke nok til å gi den ønskede bæreevnen. Ved andregangs dekkelegging på strekningen på Fv835 er sporutviklingen bedre, bæreevnen til strekningen forbedres også noe.

Det at stabiliseringen er utført med emulsjon vil medføre en lengre herdetid enn hva som er tilfellet for sprøytbitumen som utelukkende benyttes i dag. Dette gir en ekstra sårbarhet for sporutvikling før bærelaget er tilstrekkelig herdet.

4.10. Drøfting av resultater

Det framgår av resultatene at forsterkningene gjort ved bruk av penetrert puk har vært adskillig mer vellykket enn strekningene hvor bitumenstabilisert grus ble brukt som bærelagsmateriale. Dette underbygges av nedbøyningsmålinger, spormålinger og tilstandsregistreringene. Strekningene forsterket med penetrert puk utviklet alle noe hjulspor, men lite andre skader, hvor de bitumenstabiliserte strekningene utviklet større spordybder, store mengder kantsprekker, slaghull og setningsprekker.

Den tydelige forskjellen kan ikke brukes til å konkludere om den ene forsterkningsmetoden er bedre enn den andre, ettersom grunnforholdene er veldig forskjellig. Det kan derimot konkluderes med at forsterkningen med omentrent 15 centimeter dypstabilisering ved bruk av emulsjon på dårlig/svært dårlig undergrunn ikke virker å være tilstrekkelig. Dette stemmer også med hva som står i litteratur om stabilisering. Det at enkelte punkter viser meget gode resultater på nedbøyningsmålingene antyder at bitumenstabiliseringen kan fungere godt ved bedre grunnforhold. Der er likevel en tendens til at sporutviklingen er vesentlig bedre etter andre dekkelegging. Dette kan skyldes både

reduksjon i initialspor ettersom bærelaget har fått herdet skikkelig, samt at asfaltdekket er av større tykkelse.

For referansestrekningen på Fv820 hvor det er penetrert pukk som bærelag over 10 cm grus og 5 cm morenemasser, og undergrunn av svært god kvalitet, kan det konkluderes med at dette fungerer godt. Her er sporutviklingen relativt beskjeden på tross av tydelig piggdekk/kjettingslitasje på strekningen.

4.11. Usikkerheter

Der er funnet "feiler" i nedbøyningsdataene. Dette innebærer i hovedsak det som antas å være skrivefeil. Dette dreier seg i hovedsak om feil utregnet SCI eller tilfeller hvor 2. geofon har høyere verdi enn 1. geofon. For det siste tilfellet har dette latt seg løse ved at SCI der var oppgitt, og at det dermed var mulig å endre verdien for 2. geofon slik at SCI og bæreevne stemte.

Tallene benyttet til sporutvikling vil gi unøyaktige verdier når de skal beskrive hele referansestrekningen, ettersom det kun er gjort målinger ved tre ulike profiler.

5. Vurdering av tilstandsutvikling for veger forsterket med bærelagsmaterialer av bitumenstabilisert grus og penetrert pukk basert på NVDB-data

I denne delen av oppgaven er det data fra NVDB som har blitt brukt for å forsøke og finne forskjeller i tilstandsutvikling for bærelagsmaterialene med varierende parametre.

5.1. Sammenstilling av hvilken undergrunn forsterkningene er gjort på basert på NVDB-data

I oppgaveteksten er det gitt at målsettingen med oppgaven er å fremskaffe kunnskap om tilstandsutviklingen og nåværende tilstand for lavtrafikkerte veger i Region nord som er forsterket, og der det er brukt ulike bærelagstyper ved forsterkningsarbeidet. Som et ledd i å skaffe en oversikt over forsterkningene i regionen er det laget en sammenstilling som gjennomgår hvilken undergrunn forsterkningene med bærelagstypene penetrert pukk og bitumenstabilisert grus er utført på.

For Nordland fylke fantes det store mengder registreringer av penetrert pukk i NVDB Oppgravingslag (NVDB, 2013), hvor disse har blitt sammenlignet med den registrerte undergrunnen. Det er ikke tatt med data for europaveger.

For bitumenstabilisert grus var det vesentlig mindre talldata i det samme oppgravingsregisteret for Nordland. For Troms fylke er det ikke registrert noen bitumenstabilisering i oppgravingsregisteret. Bitumenstabiliserte bærelag er derfor funnet i NVDB Dekke Troms (NVDB, 2013) og sjekket opp mot registrert undergrunn for strekningen i NVDB Oppgravingslag Troms (NVDB, 2013). Det er oppgitt om stabiliseringen er utført som en dypstabilisering eller en anriking. Dette er ikke tatt hensyn til i sammenligningen da alle typer bitumenstabilisering er nødvendig for å gi et størst mulig tallgrunnlag. For bitumenstabiliseringen er også europaveger tatt med av samme årsak.

All data som er benyttet her er samlet i fire excel-filer (Sammenligning_undergrunn_Nordland_Pp.xls, Sammenligning_undergrunn_Nordland_Bg.xls, Sammenligning_undergrunn_Troms.xls, Sammenligning_undergrunn_Finnmark.xls)

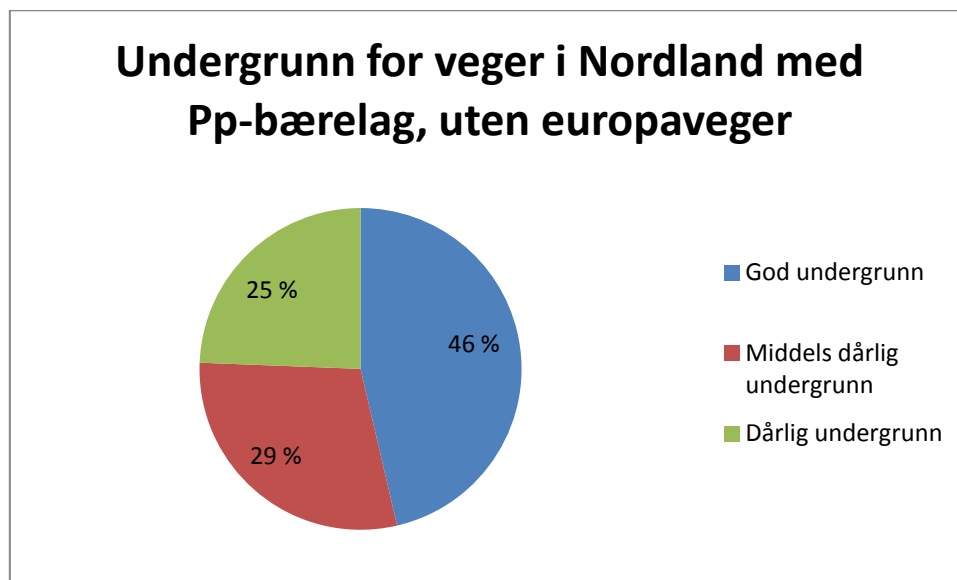
For sammenligningen av undergrunn har de tidligere benyttede bæreevnegruppene blitt brukt som grunnlag for klassifisering av undergrunnen. Klassifiseringen er utført som beskrevet i Tabell 13 under.

Tabell 13 - Klassifisering av undergrunn

Klassifisering	Bæreevnegruppe	Materialtype
God undergrunn	I	Fjell, steinfylling
	II	Grus, sand, velgradert, Cu<10
	III	Sand, ensgradert, Cu>10
Middels dårlig undergrunn	IV	Grus, sand morene, med litt finstoff T2
	V	Grus, sand, morene, med mye finstoff T3
Dårlig undergrunn	VI	Silt, leire, T4
	VII	Myr, torv
	VIII	Bark

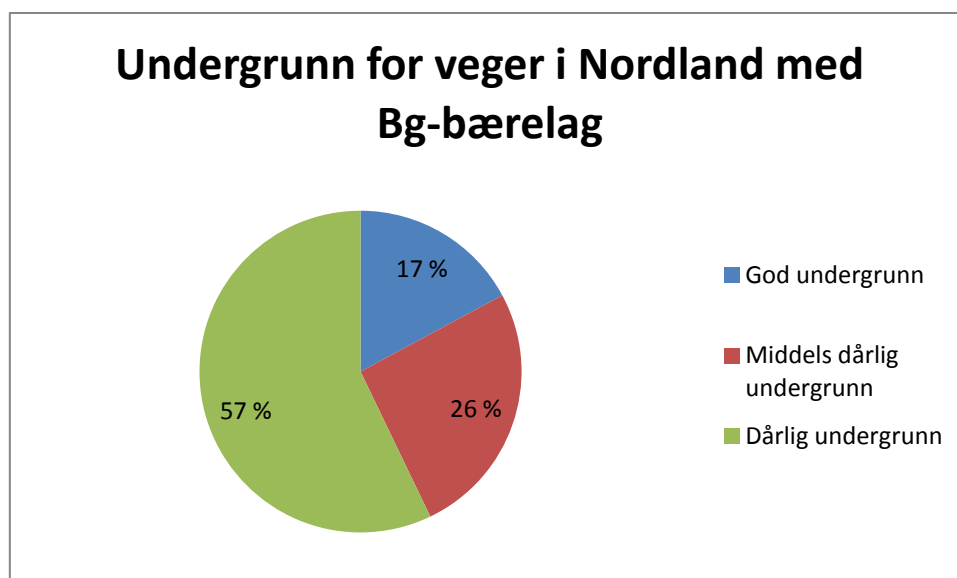
Klassifiseringen av undergrunnen er gjort på bakgrunn av blant annet telefarlighet. God undergrunn er materialer som ikke regnes som telefarlige, hvor middels dårlig og dårlig undergrunn er telefarlige materialer. Dårlig undergrunn skiller seg særlig ut med dårlig stabilitet og bæreevne.

En sammenstilling av resultatene er presentert i figurene som følger



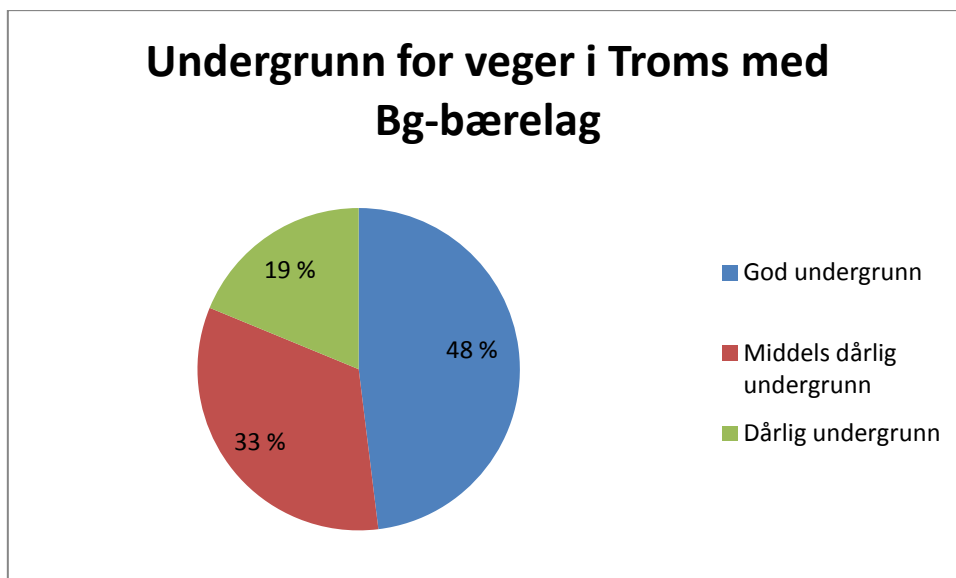
Figur 19 - Undergrunn for veger i Nordland med Pp-bærelag, uten europaveger

For Nordland er det totalt 3010 oppgravinger med penetrert pukk som bærelag uten å medregne europaveger. Dette gir et meget godt datagrunnlag for denne sammenligningen av undergrunn. Nærmere halvparten av oppgravningene angir god undergrunn, og bare 29 prosent angir dårlig undergrunn (Figur 19).



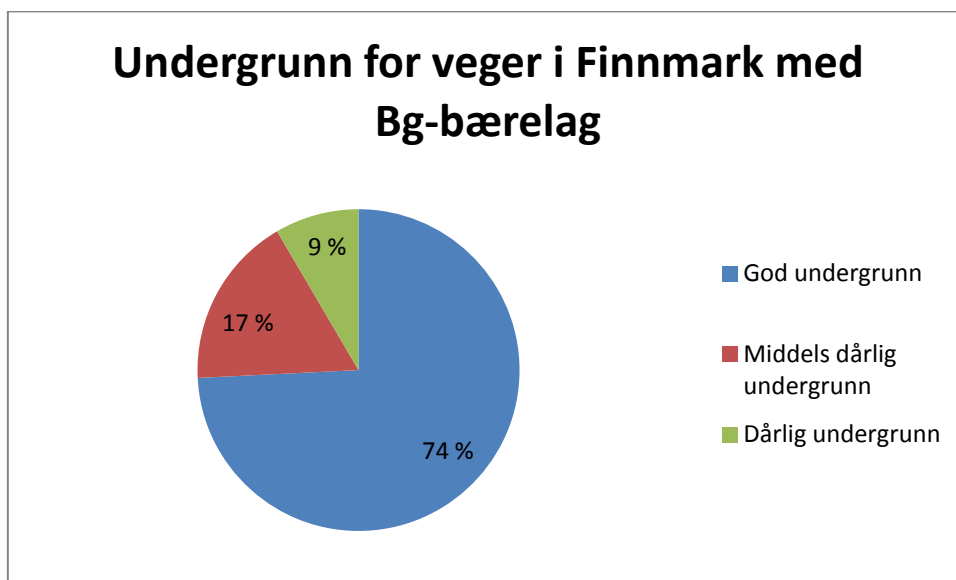
Figur 20 - Undergrunn for veger i Nordland med Bg-bærelag

For veger med bærelag av bitumenstabilisert grus i Nordland er det kun 35 oppgravinger totalt. Dette er en liten datamengde, men resultatet gir en indikasjon om for hvilken undergrunn bærelagsforsterkning ved bruk av bitumenstabilisert grus er utført på.



Figur 21 - Undergrunn for veger i Troms med Bg-bærelag

I Troms framgår det at nesten halvparten av oppgravingene hvor det er bærelagsforsterket med bitumenstabilisert grus angir god undergrunn. Det inngår her totalt 410 oppgravinger, som er vesentlig mindre enn for penetrert pukk i Nordland men som likevel gir et godt bilde av situasjonen. Én tredel av oppgravingene angir middels dårlig undergrunn, og bare 19 prosent angir dårlig undergrunn (Figur 21).



Figur 22 - Undergrunn for veger i Finnmark med Bg-bærelag

For Finnmark er kun bitumenstabilisert grus tatt med i denne sammenligningen. Det var i dekkeregisteret veldig få stabiliseringer registrert, og tallene her er utelukkende fra oppgravingsdata. Det er totalt 225 oppgravinger som angir bitumenstabilisert grus, og nærmere tre firedeler angir god undergrunn.

Det er en sterk antydning til at bærelagsforsterkning med bruk av bitumenstabilisert grus i Troms og Finnmark gjøres på god til middels dårlig undergrunn. Dette stemmer med hva som er å anbefale fra litteratur, hvor det frarådes å benytte bitumenstabilisert grus som forsterkning over svak undergrunn.

For Nordland vises en tendens hvor penetrert pukk er benyttet som forsterkning i hovedsak over god til middels dårlig undergrunn, selv om én firedel av oppgravingene viser dårlig undergrunn. Undergrunnen for strekningene hvor det er benyttet bitumenstabilisert grus er klart den dårligste av de som er gjennomgått i denne sammenligningen.

I en e-post opplyses det om at dette kan skyldes den historiske forskjellen hvor penetrert pukk ble utført i Nordland hvor det er mer fjellgrunn langs fjordene, i motsetning til mer marin avsetning langs fjordene i Troms (Aursand & Solbakk, 2013).

5.2. Sammenligning av tilstandsutvikling ved undersøkelse av spormålinger og nedbøyningsmålinger

Det har blitt forsøkt å sammenligne spormålinger og nedbøyningsdata for de to ulike bærelagsforsterkningene med varierende undergrunn. Å gjøre en sammenligning hvor undergrunn er lik, men hvor klima og påkjenning varierer har vært vanskelig på grunn av manglende vegstrekninger med tilfredsstillende spor og nedbøyningsmålinger, samt oppgravingsprøver. Viktigheten av også å ha oppgravingsprøver framgår av de oppgravingsdataene som er studert. Disse avslører at det er stor variasjon i undergrunn, overbygningstykkelse, materialkvalitet i overbygning og dekketykkelse. Det har blitt funnet strekninger hvor både penetrering og bitumenstabilisering er gjennomført to ganger. Dette må antas å være fordi førstegangspenetrering ikke var tilstrekkelig for å tilfredsstille forsterkningsbehovet.

Alle spormålinger og nedbøyningsmålinger benyttet i denne delen av oppgaven er hentet fra NVDB, og utregningene er gjort i excel. Utregningsfilene følger med oppgaven, og refereres til for hver enkelt strekning. (NVDB, 2013)

Følgende strekninger hvor det er bærelagsforsterket i Nordland og Troms er undersøkt:

Tabell 14 - Oversikt over strekninger hvor spormålinger og nedbøyningsmålinger er undersøkt

Fylke	Veg	Hp	Meter	Type	Klassifisering undergrunn	Dato forsterkn.	ÅDT	Kyst/Innland
18 (N)	Fv835	1-2	9500-180	Pp	God (I)	15.09.1990	214	Kyst
19 (T)	Fv83	5	7100-12540	Bg	God(I/II)	11.07.1997	2200	Kyst
18 (N)	Fv81	2	18240-21132	Pp	God(I)	25.10.1999	500	Kyst
18 (N)	Fv33	1	0-3500	Pp	Dårlig + god(I)	14.07.1994	150	Kyst

Det er tilsynelatende liten forskjell på klimatiske forhold for de fire overnevnte strekningene. Alle strekningene har det som kan karakteriseres som kystklima med relativt milde vintere. Klima er undersøkt for nærmeste målestasjon eller den målestasjonen som er antatt å være mest representativ for den aktuelle strekningen. Fv835 og Fv81 har samme klimastasjon og antatt ganske like klimaforhold ettersom de ligger like overfor hverandre på hver sin side av en liten fjord. Det er antatt at klimaforhold har liten innvirkning på eventuelle ulike resultater for de ulike strekningene. For oversikt over klimadataene som er benyttet, se Bilag II til IV.

5.2.1. Fv835(N), hp1 meter 9500 til hp2 meter 180

Fra oppgravninger i Nordland er det oppgitt penetrert puk som bærelag for Fv835 fra hp1 meter 9500 til hp2 meter 180 (NVDB, 2013). Strekningen har en årsdøgntrafikk på 214, og en andel lange kjøretøy på 12 % (NVDB, 2013). Dette er en strekning ikke langt unna referansestrekningen Fv835 hp3. Referansestrekningen ligger i et eide hvor denne strekningen er i en av de tilsluttende fjordene. Klima kan dermed antas ikke å være stor forskjell på. Beregningene gjort til denne strekningen finnes i excelfilene Fv835(N)_hp1_nedbøyning_1990.xls og Fv835(N)_hp1_spor.xls.

Tabell 15 - Dekke Fv835 hp1-2 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Fv835	1	9462	10160	Ma	110	44	19900915
Fv835	1	10160	15000	Agb	87	35	20120917
Fv835	1	15000	17585	Ma	110	44	19900915
Fv835	1-2	17585	180	Ma	110	44	19910826

Deler av strekningen er lagt nytt dekke på i 2012. Dette er 22 år etter at forsterkningen ble utført på denne delen av strekningen. Dekkeleggingsdato ved forsterkning er gjort i to forskjellige år for strekningen, hvor første del ble forsterket og dekkelagt i september 1990 og andre del av strekningen ble forsterket og dekkelagt i august 1991 (Tabell 15).

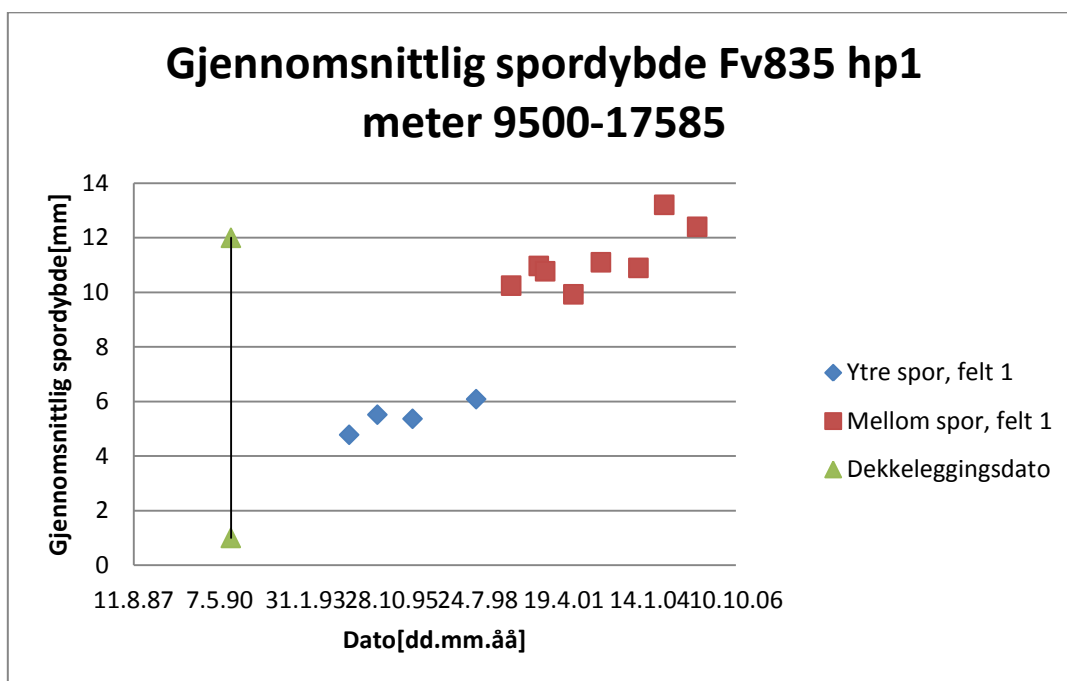
Tabell 16 - Oppgravingslag Fv835 hp1-2

Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
9500-26934	19920908-19920910	I – Fjell, steinfylling

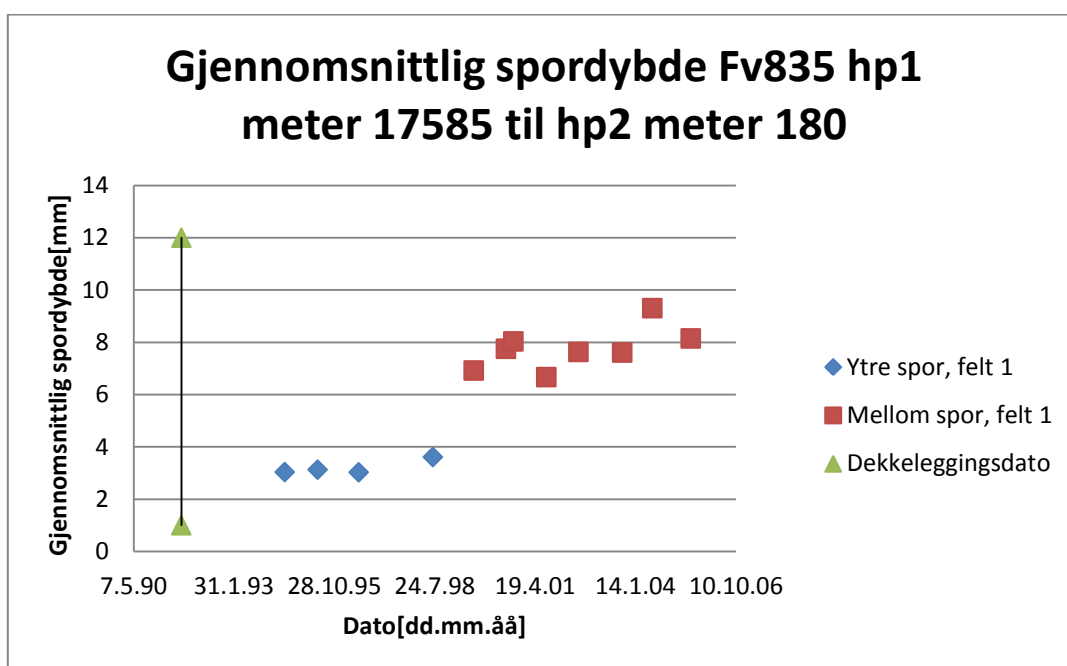
Den største forskjellen mellom referansestrekningen og denne strekningen er undergrunn oppgitt i NVDB oppgravingslag. For referansestrekningen ble det funnet dårlig undergrunn, hvor det for denne strekningen er oppgitt god undergrunn av fjell, steinfylling oppgitt. Nedbøyningsmålinger gjort i 1990 for strekningen ved bruk av dynaflect gir en gjennomsnittlig nedbøyning i 1. geofon på bare 19,8 mikrometer. Dette er en lav verdi og i samme størrelsesorden som verdiene for 1. geofon for referansestrekningene med penetrert puk som bærelag.

5.2.1.1. Tilstandsmålinger

På grunn av to ulike dekkedatoer har analyseringen av spormålingene blitt delt opp. Det er også gjort en oppdeling av seriene basert på om det er indre eller ytre spor målingene er utført på. De første 8 årene etter forsterkning ble spormålingene utført på ytre spor, og deretter ble målingene utført på indre spor. Alle spormålingene tatt med her er ved bruk av snormetoden. Dette er for å unngå eventuelle forskjeller ved bruk av ulike målemetoder.



Figur 23 - Gjennomsnittlig spordybde Fv835 hp1 meter 9500-17585



Figur 24 - Gjennomsnittlig spordybde Fv835 hp1 meter 17585 til hp2 meter 180

Det er liten utvikling av spordybde de første årene for begge strekningene. For første delstrekning som ble forsterket og dekkelagt først er det noe større spordybde for årene 1994-1998 enn hva det er for andre delstrekning. Det er etter 8 år likevel ikke større gjennomsnittlig spordybde enn 6 millimeter for første delstrekning (Figur 23 og 24), og 90 % -verdien for spordybden for første delstrekning er 10,0 millimeter. Det er imidlertid en markant forskjell mellom ytre og indre spor. Indre spor utvikler større gjennomsnittlige spordybder for begge delstrekningene. For indre spor er 90 % -verdien for første delstrekning 17,0 millimeter i 2005. Dette er fortsatt under toleranseverdien, selv etter 15 år. Maksimalverdien på 27,0 millimeter er også godt under toleransegrensen

Strekningen har en tilfredsstillende utvikling med tanke på spordybder.

5.2.2 Fv83 (T) hp5 fra meter 7100 til hp5 meter 12540.

I dekkeregisteret i NVDB er det oppgitt at denne strekningen er dypstabilisert (NVDB, 2013). Strekningen har en ÅDT på 2200 og 8 % lange kjøretøy gjeldene for 2012 (NVDB, 2013). Alle utregninger gjort for denne strekningen finnes i excelfilene Fv83(T)_hp5_spor.xls Fv83(T)_hp5_nedbøying_1998.xls Følgende dekkeinformasjon er i tillegg gitt for strekningen:

Tabell 17 - Dekke Fv83 hp5 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Fv83	5	7100	12540	Agb11	77	28	20040901
Fv83	5	7100	12540	Ma16	102	49	19970711

Bitumenstabiliseringen er gjort i 1997 og nytt dekke er lagt på strekningen i juli 2004 (Tabell 17).

Tabell 18 - Oppgravingslag Fv83 hp5 (NVDB, 2013)

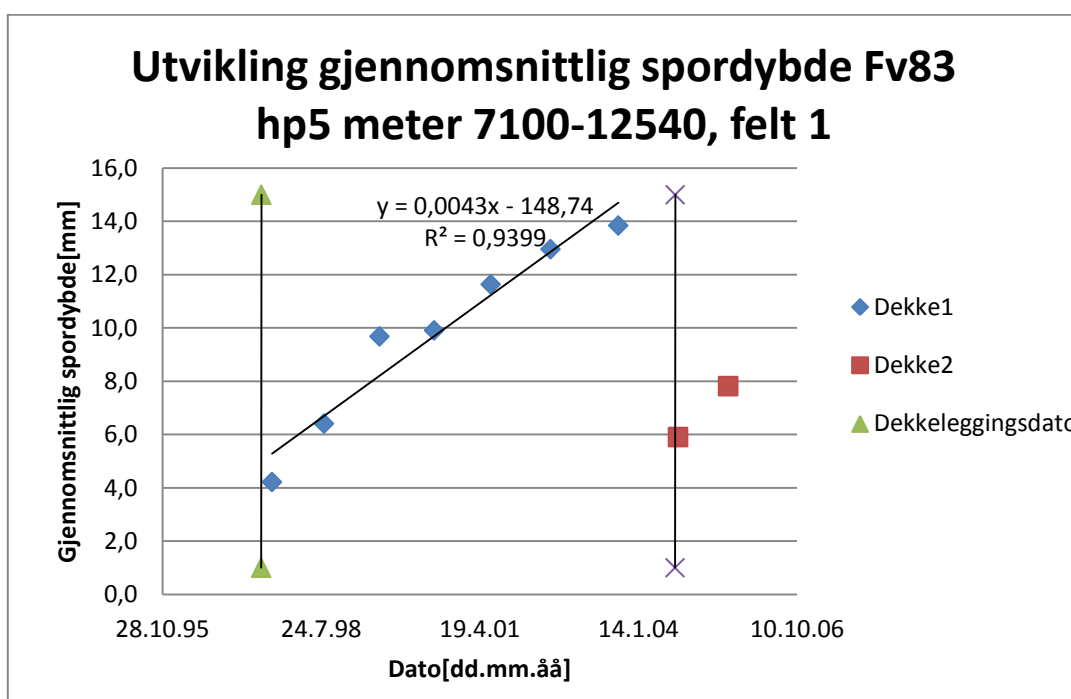
Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
7500	19760708	II - Grus, sand, velgradert, Cu >10
8000	19760209	II - Grus, sand, velgradert, Cu >10
8500	19760209	II - Grus, sand, velgradert, Cu >10
9000	19760209	IV - Grus, sand, morene, med litt finstoff T2
9500	19760209	II - Grus, sand, velgradert, Cu >10
10000	19760209	II - Grus, sand, velgradert, Cu >10
10500	19760209	I - Fjell, steinfylling
11000	19760209	II - Grus, sand, velgradert, Cu >10
11500	19760209	II - Grus, sand, velgradert, Cu >10
12000	19760708	I - Fjell, steinfylling
12500	19760708	I - Fjell, steinfylling

Undergrunnen for strekningen fremstår om god, og var en av de vegstrekningene der det finnes oppgravingsdata i registeret hvor det er utført forsterkning med bitumenstabilisert grus. For

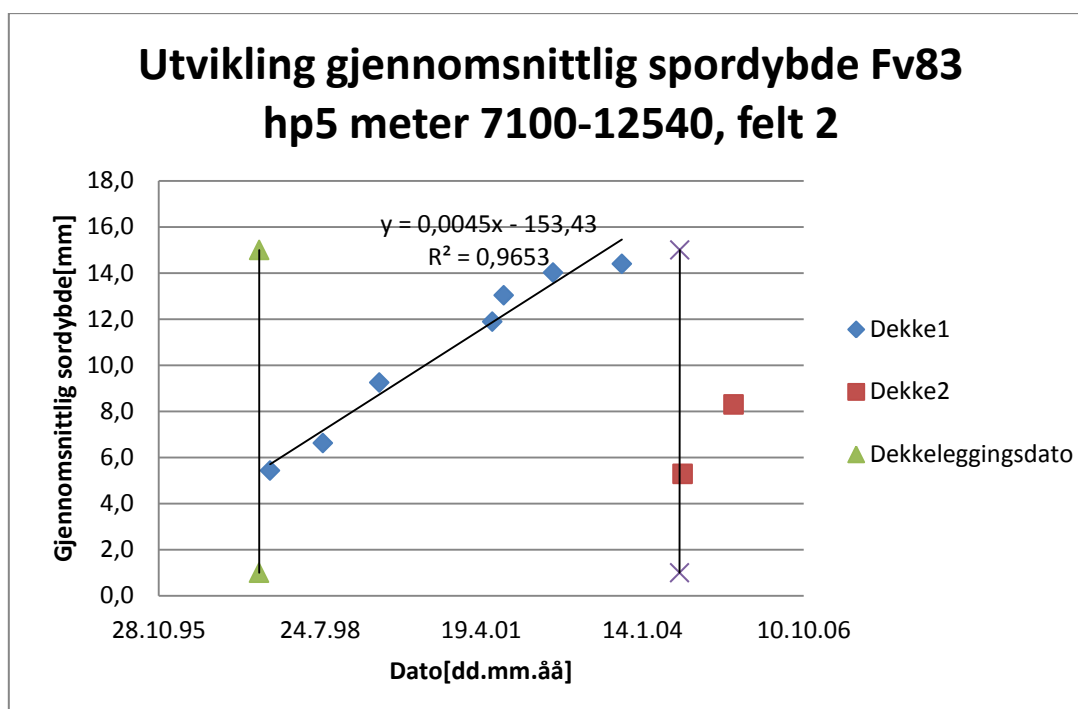
strekningene hvor det viste god undergrunn og stabilisert bærelag var det få det var mulig å finne spormålinger og nedbøyningsmålinger for. For en best mulig sammenligning hadde det vært ønskelig med undergrunn av "fjell, steinfylling" slik som de fleste undersøkte strekningene med penetrert pukk som bærelagsforsterkning har. Dette har ikke lyktes, og denne strekningen er den som har mest og viktigst tilgjengelig informasjon av strekningene med god undergrunn.

5.2.2.1 Tilstandsmålinger

Det er tatt hensyn til hvilket felt målingen er gjennomført. To grafiske framstillinger av utviklingen i gjennomsnittlig spordybde er presentert under. Det er ikke oppført noen beregningsmodell for spormålingene i 1997 og 1998. Resten av målingene har er bjelkemethoden oppgitt som beregningsmodell. Spordybde for 1997 og 1998 er for "ytre" spor, hvor resten av målingene er utført på "mellom". Alle spormålingene er utført ved bruk av bjelkemethoden.



Figur 25 - Utvikling gjennomsnittlig spordybde Fv83 hp5 felt 1



Leggingen av nytt dekke i 2004 som var oppgitt i NVDB dekkeregisteret bekreftes også på spormålingene. Disse er lagt som et eget datasett for ikke å inngå i lineærregresjonen. Det er god korrelasjon mellom gjennomsnittlig spordybde og tid siden dekkelegging, med R-kvadrat verdier på henholdsvis 0,94 og 0,97 (Figur 25 og 26). Det er en liten tendens til avtagende økning i spordybde med tiden. Dette bekreftes ved å se på prosentvis økning i spordybde per måned sammenlignet med første måling etter forsterkningen (Tabell 19 og 20).

Tabell 19 - Sammenligning sporutvikling Fv83 hp5 felt 1

Dato	17.09.1997	11.08.1998	27.07.1999	05.07.2000	27.06.2001	09.07.2002	09.09.2003
Gjennomsnittlig spordybde[mm]	4,22	6,41	9,68	9,91	11,64	12,96	13,85
Endring fra forrige måling[mm]		2,19	3,27	0,22	1,73	1,32	0,89
Måneder siden forrige måling		10,8	11,5	11,3	11,7	12,4	14,0
Endring fra forrige måling pr. mnd. [mm]		0,20	0,29	0,02	0,15	0,11	0,06

Tallene for 2004 og 2005 er her utelatt. Disse er etter at nytt dekke er lagt. Det er ingen entydig endring i spordybde mellom målingene. Endringen fra 1999 til 2000 skiller seg ut og er påfallende lav. En reduksjon i økning av spordybder etter som tiden går antydes likevel.

Tabell 20 - Sammenligning sporutvikling Fv83 hp5 felt 2

Dato	17.09.1997	11.08.1998	27.07.1999	27.06.2001	06.09.2001	09.07.2002	09.09.2003
Gjennomsnittlig spordybde[mm]	5,43	6,62	9,25	11,89	13,03	14,02	14,40
Endring fra forrige måling[mm]		1,19	2,63	2,64	1,14	0,99	0,38
Måneder siden forrige måling		10,8	11,5	23,0	2,3	10,0	14,0
Endring fra forrige måling pr. mnd. [mm]		0,11	0,23	0,11	0,49	0,10	0,03

For felt 2 viser tilstandsutviklingen at det er en stor utvikling i spordybde fra juni 2001 til september 2001. Endringen til 2002 og 2003 kan likevel antyde en liten nedgang i økning i spordybde. Spordybden til strekningen i 2003 er 21,0 millimeter, gitt i 90 % -verdi.

I følge falloddsmålinger gjort på strekningen i 1998 er den gjennomsnittlige SCI-verdien 226 mikrometer. Dette klassifiseres som utilstrekkelig styrke i bærelag og dekke for svake veger med fast dekke (ROADDEX). Dette kan være én faktor til å forklare sporutviklingen for vegstrekningen. Denne falloddsmålingen er utført året etter forsterkning, og bærelaget har ikke nødvendigvis herdet godt enda. I litteraturstudiet kom det fram at lastfordelingskoeffisienten økte for bitumenstabilisert grus i minst 5 år etter legging. Forsterkningslags- og undergrunnsindeksen BCI er det ikke grunnlag for å beregne fra denne falloddsmålingen. Det er likevel regnet ut gjennomsnittsverdien for forskjellen i nedbøyning for geofonen 900 millimeter og 1500 millimeter fra lastsenteret. Denne verdien vil være større enn BCI-verdien. For denne strekningen var denne gjennomsnittsverdien 23,5 mikrometer. Dette ville som BCI-verdi tilsvare adekvat styrke, som igjen vil medføre at styrken i materialene under bærelaget er adekvat eller bedre (ROADDEX).

Tilstandsutviklingen og sporutviklingen på denne strekningen bør dermed ikke tilskrives undergrunnen, slik som for referansestrekningene. Her er undergrunn god i følge oppgravinger, og dette bekreftes også av nedbøyningsmålingene.

5.2.3 Fv81(N) hp2 meter 18241 til hp2 meter 21132

Denne strekningen er oppgitt å ha bærelag av penetrert pukk i bærelagsregisteret i NVDB for Nordland (NVDB, 2013). Alle utregninger foretatt for denne strekningen finnes i excelfilene Fv81(N)_hp2_spor.xls og Fv81(N)_hp2_nedbøyningsmåling.xls. Årsdøgntrafikken for strekningen er 500 og det er en andel tunge kjøretøy på 10 % (NVDB, 2013). Forsterkningen er utført i oktober 1999 med en tykkelse på 100 millimeter (Tabell 21).

Tabell 21 - Bærelag Fv81 hp2 (NVDB, 2013)

Fylke	Veg	Fra hp	Fra meter	Til hp	Til meter	Type	Tykkelse [mm]	Leggedato
18	Fv81	2	18241	2	21132	Penetrert pukk	100	19991013

Tabell 22 - Dekke Fv81 hp2 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Fv81(N)	2	18251	21051	Agb16	113	45	19991025

Dekkeleggingsdata viser dekkeleggingsdato tilhørende forsterkningen i oktober 1999, og ingen asfaltering etter dette (Tabell 22). Dette ser ikke ut til å stemme i spordataene under.

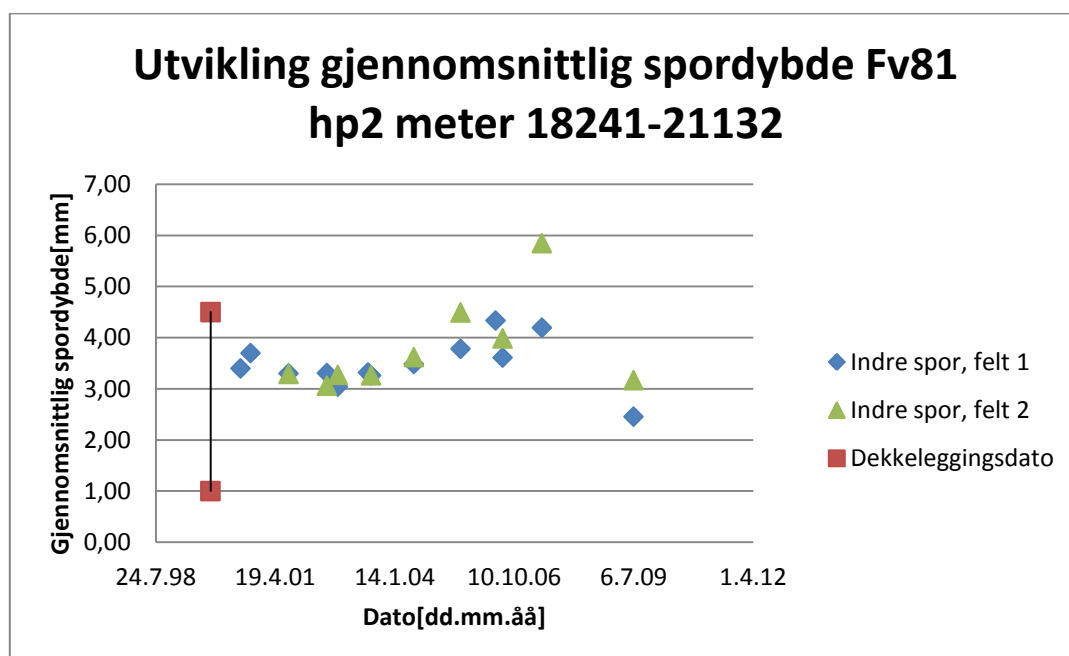
Grunnforholdene på strekningen er gode med "fjell, steinfylling" i bæreevnegruppe 1, i følge oppgravinger (Tabell 23).

Tabell 23 - Oppgravingslag Fv81 hp2 (NVDB, 2013)

Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
18400	19991212	I – Fjell, steinfylling
18900	19991212	I – Fjell, steinfylling
19400	19991212	I – Fjell, steinfylling
19899	19991212	I – Fjell, steinfylling
20402	19991212	I – Fjell, steinfylling

5.2.3.1 Tilstandsmålinger

De tilgjengelige spordata for strekningen er satt sammen for å gi et bilde av tilstandsutviklingen. Alle spormålingene som er benyttet er utført ved bruk av snormetoden i indre spor.



Figur 26 - Utvikling gjennomsnittlig spordybde Fv81 hp2

Sporutviklingen for strekningen er særdeles god. Det er tilnærmet ingen endring i gjennomsnittlig spordybde de fem første årene. Deretter er det en litt økende trend fram til 2007. Det er likevel beskjedne spordybder sammenlignet med vedlikeholdskravet. For å få et virkelig bilde av tilstanden sammenlignet med vedlikeholdskravet er det 90 % -verdien som må undersøkes. Denne verdien er på 7,0 millimeter for strekningen begge felt regnet i lag. Dette er dermed vesentlig under toleransegrensen på 25 millimeter. Den største målte spordybden på strekningen er på 13,0 millimeter.

Det er kun utført én nedbøyningsmåleserie for strekningen ved bruk av dynaflect. Denne er utført i 2011 og er derfor ikke representativ for asfaltdekke lagt i forbindelse med forsterkningen. SCI-verdien for strekningen er på 7,1 mikrometer og den gjennomsnittlige nedbøyningen i 1. geofon er på 24,4 mikrometer. Dette er langt under hva som ble funnet i referansestrekningene hvor undergrunn var dårlig. SCI-verdien er også relativt lav.

5.2.4 Fv33(N) hp1 meter 75 til hp 1 meter 6700

Strekningen er bærelagsforsterket ved bruk penetrert pukk. Fra NVDB er årsdøgntrafikken for strekningen gitt å være 100-150 med en andel lange kjøretøy på 10 %. Dette er for perioden 1991 til 2012 (NVDB, 2013). Alle beregninger gjort i for denne strekningen finnes i filene Fv33(N)_hp1_spor.xls og Fv33(N)_hp1_nedbøyningsmåling.xls.

Tabell 24 - Bærelag Fv33 hp1 (NVDB, 2013)

Fylke	Veg	Fra hp	Fra meter	Til hp	Til meter	Type	Tykkelse [mm]	Leggedato
18	Fv33	1	1	2	6700	Penetrert pukk	37	19940701

Til forskjell fra de andre penetreringsarbeidene som er funnet i bærelagsoversikten, og som er undersøkt i denne oppgaven, har denne penetreringen en tykkelse på bare 37 millimeter (Tabell 24).

Tabell 25 - Dekke Fv33 hp1 (NVDB, 2013)

Veg	FHp-THp	FMeter	TMeter	Massetype	Masseforbruk	Dekketykkelse	Dekkeleggingsdato
Fv33	1	0	75	Ma16	100	40	20030815
Fv33	1	75	6700	Ma16	110	44	19940714
Fv33	1	75	6700	Grus	100	40	19011231

Her er både grusvegen, som er utgangspunktet, registrert, samt forsterkningsdekket og den nye asfalteringen i august 2003. Dekketykkelsen på 44 millimeter ved forsterkning er ikke av noen vesentlig forskjell fra de andre forsterkningene utført med penetrert pukk som bærelagsmateriale.

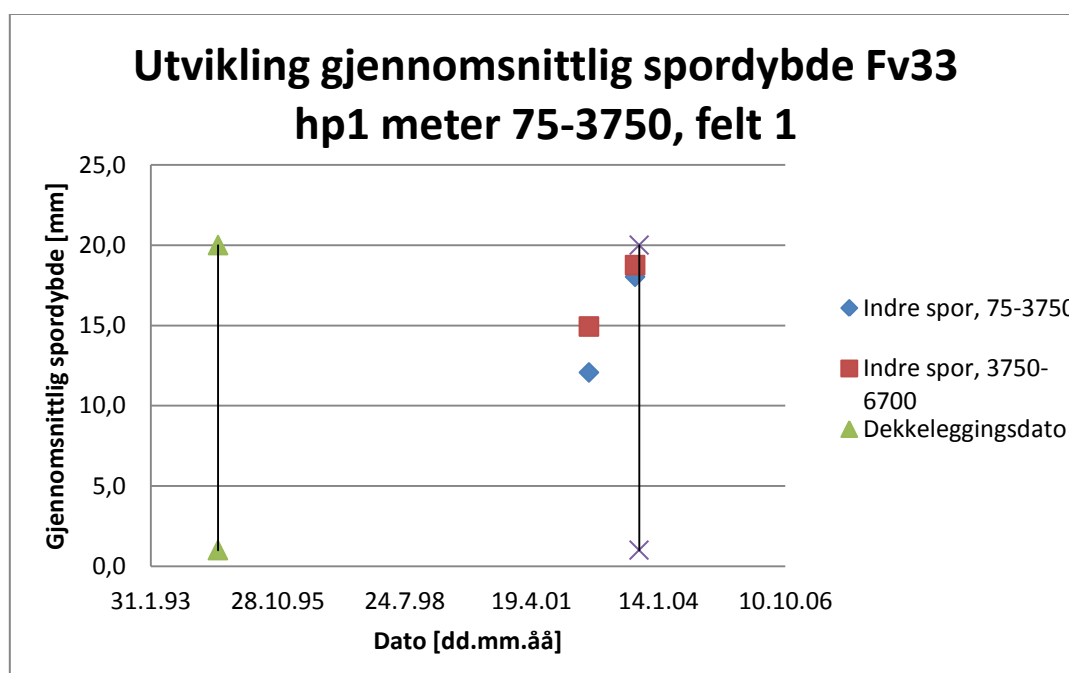
Tabell 26 - Oppgravingslag Fv33 hp1 (NVDB, 2013)

Meter	Analysedato	Bæreevnegruppe, material undergrunn
0	19930617	VI - Silt, leire T4
500	19930617	VI - Silt, leire T4
1000	19930617	IV - Grus, sand, morene, med litt finstoff T2
1500	19930617	VII - Myr, torv
2000	19930617	IV - Grus, sand, morene, med litt finstoff T2
2500	19930617	VII - Myr, torv
3000	19930617	IV - Grus, sand, morene, med litt finstoff T2
3500	19930617	VI - Silt, leire T4
4000	19930617	I - Fjell, steinfylling
4500	19930617	I - Fjell, steinfylling
5000	19930617	I - Fjell, steinfylling
5500	19930617	I - Fjell, steinfylling
6000	19930617	I - Fjell, steinfylling
6500	19930617	I - Fjell, steinfylling

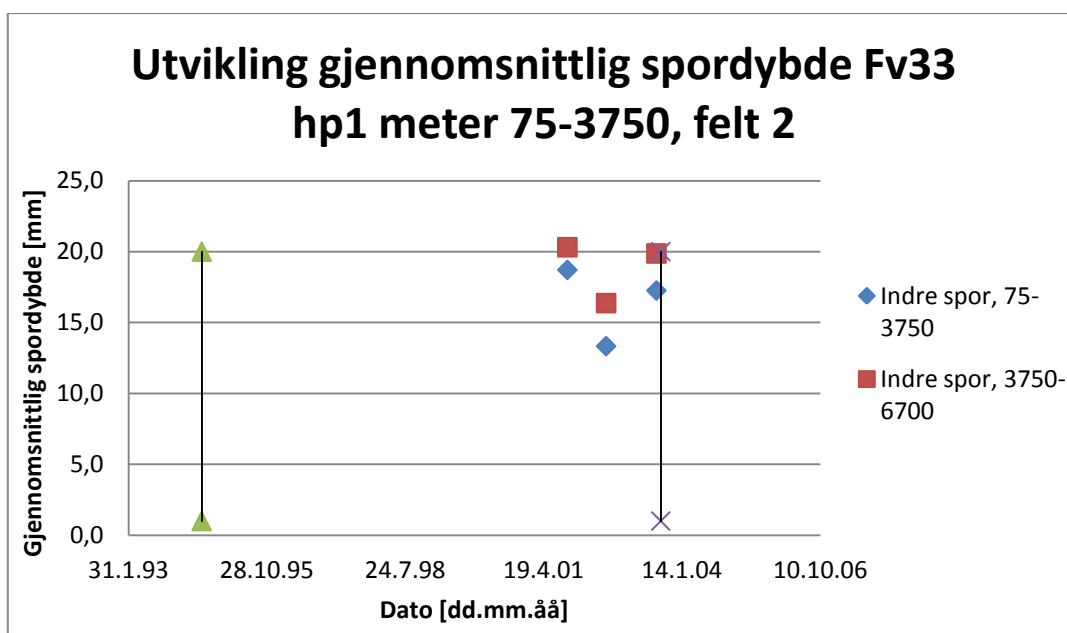
Denne strekningen er delt i grunnforhold. Første del av strekningen har middels til dårlige grunnforhold, hvor andre del av strekningen har gode grunnforhold (Tabell 26). Resultater vil derfor være delt for strekningen være delt i to serier på bakgrunn av denne ulikheten.

5.2.4.1 Tilstandsmålinger

I spordataene fra NVDB er det spormålinger utført fra år 2001. Det har kun blitt benyttet spormålinger som benytter bjelkemethoden. Denne metoden har vært benyttet på målingene fra 2001 til 2003. Etter dette er det variasjon i hvilken målemetode som er benyttet, og hvilken del av strekningen som var mål. Disse målingene er ikke tatt med fordi det er etter nytt dekke er lagt, og fordi resultatene vil være dårlige på grunn av de store variasjonene i metode og del av strekningen som er målt. Alle de benyttede målingene er utført i indre spor.



Figur 27 - Utvikling gjennomsnittlig spordybde Fv33 hp1 meter 75-3750 felt 1



Figur 28 - Utvikling gjennomsnittlig spordybde Fv33 hp1 meter 75-3750 felt 2

Resultatene viser større gjennomsnittlige spordybder der undergrunnen er god. Dette er motsatt av hva som ville vært forventet (Figur 27 og Figur 28). Gjennomsnittlig verdi av spordybden kan være feil for å illustrere dette dersom det er gode partier på den dårligere strekningen. Dette på tross av at nedbøyningsmålinger gjort med dynaflect i 1995 viser en tydelig forskjell mellom partiene med ulik undergrunn. Første delstrekning med dårligst undergrunn har en gjennomsnittlig nedbøyning i 1. geofon på 76,8 mikrometer, hvor andre delstrekning har 22,4 mikrometer i tilsvarende verdi. Når de gjennomsnittlige SCI-verdiene er på henholdsvis 17,0 mikrometer og 9,7 mikrometer for delstrekning én og to, er det vanskelig å forklare hvorfor sporutviklingen er noe verre for andre delstrekning.

Forskjellen mellom de gjennomsnittlige SCI-verdiene er ikke større enn at den vesentlig større forskjellen i nedbøyningen nærmest lastsenteret for første delstrekning også må tilskrives underliggende lag og undergrunn.

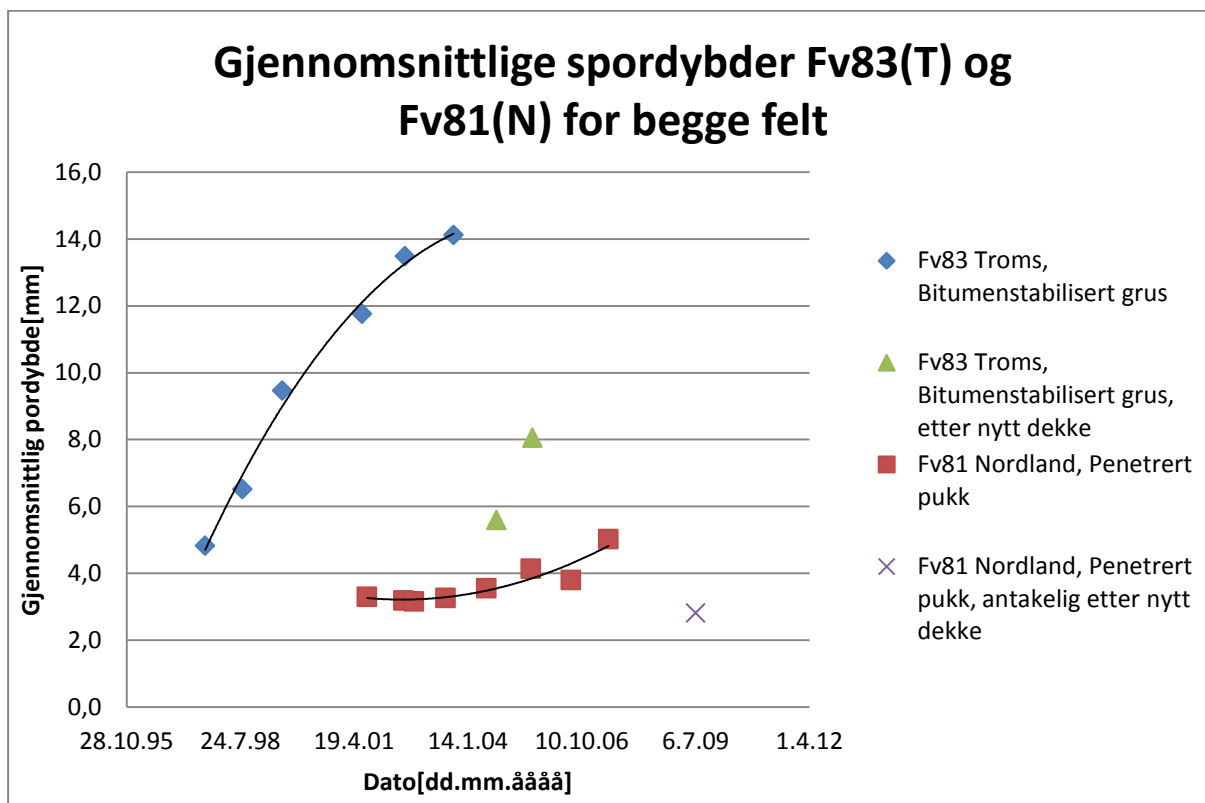
Med hensyn til vedlikeholds kravet er det 90 % -verdien som er vesentlig. For strekningene er det fortsatt liten forskjell, men første delstrekning med dårligst undergrunn har en marginalt større verdi med en strekningsspordybde på 29,0 millimeter og en maksimalverdi på 43,0 millimeter. Andre delstrekning har en strekningsspordybde på 28,0 millimeter og en maksimalverdi på 40 millimeter.

Hva som er årsaken til den lille forskjellen på sporutviklingen over de to ulike undergrunnene er uvisst. Det er i excelfilen også undersøkt sporbredden for å se om forskjellen kan være at strekningen over dårlig undergrunn har større grad av sportype 2, men mindre grad av sportype 1, og dermed bredere men grunnere spor. Dette er heller ikke tilfelle da sporbredden var noe større for andre delstrekning med god undergrunn.

Spordybden er uansett vesentlig større enn hva som er tilfelle for de andre undersøkte strekningene med penetrert puk som bærelagsmateriale ved forsterkning.

5.3 Sammenligning av veger forsterket med bærelagsmaterialer av bitumenstabilisert grus og penetrert pukk basert på NVDB-data

For å sammenligne utviklingen for strekningene forsterket over god undergrunn har gjennomsnittlige spordybder to strekninger beskrevet over satt sammen i samme graf under (Figur 29).



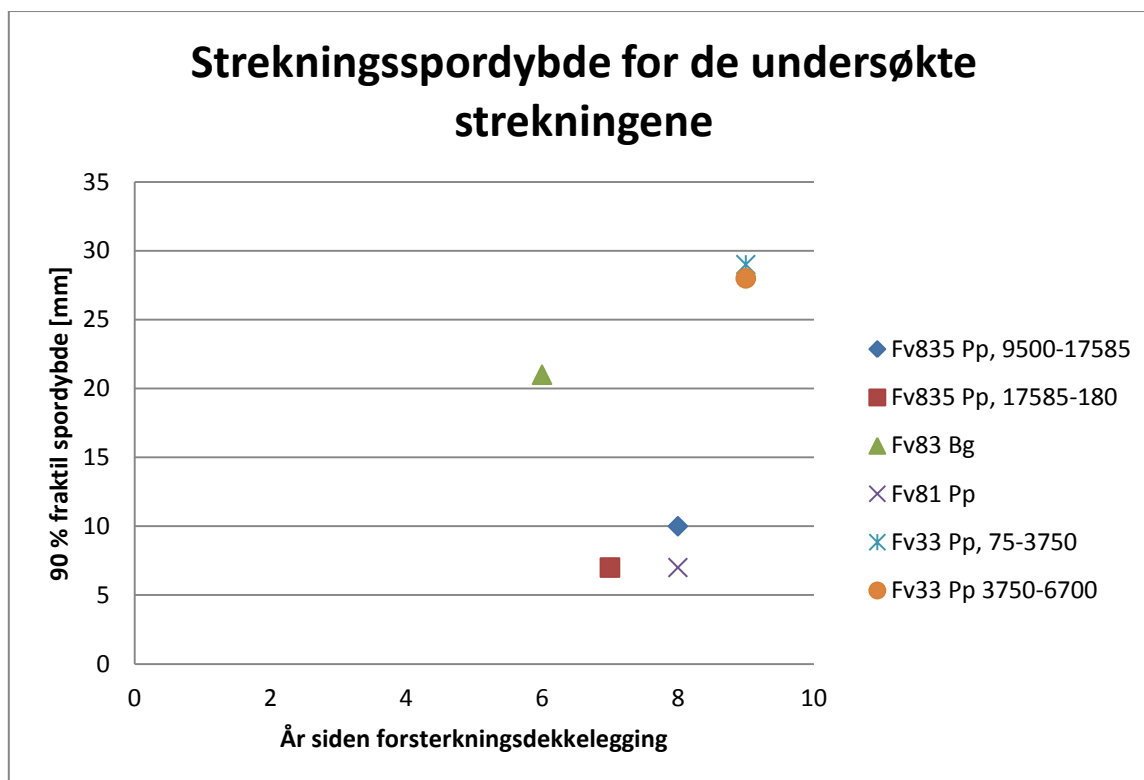
Figur 29 - Gjennomsnittlige spordybder Fv83(T) og Fv81(N) for begge felt

Det framgår umiddelbart av grafen at der er en stor forskjell i sporutviklingen for de to strekningene. Vegen med Bg-bærelag har en økning i gjennomsnittlig spordybde på litt over 9 millimeter på 6 år, hvor strekningen med Pp-bærelag kun har hatt en økning i spordybde på under 2 millimeter på 6 år. For Bg-strekningen ble spormålingene gjennomført på ytre felt de to første årene. Det er derfor ikke helt riktig å se på sporutviklingen hvor disse to måledatoene inkluderes. Dette er fortsatt gjort, ettersom dataene gir en indikasjon om utviklingen, og fordi mangelfulle rådata gjør det nødvendig å akseptere enkelte feilkilder.

Sett bort fra den årlige utviklingen vil resultatene fra disse strekningene være tydelige på at det oppstår vesentlig større spordybder for Bg- forsterket bærelag enn hva som er tilfelle for Pp- forsterket bærelag. Strekningen hvor stabilisering ble utført sommeren 1997 hadde utviklet gjennomsnittlige spordybder på over 14 millimeter etter 6 år. For strekningen der bærelagsforsterkningen ble gjort ved bruk av penetrert pukk var den gjennomsnittlige spordybden på 5 millimeter etter 8 år.

Der er også en klar forskjell i hvordan tilstandsutviklingen for spordybder utvikler seg med tiden. For både Fv835(N) og Fv81(N) mer penetrert pukk som bærelag er der tilnærmet ingen utvikling i spordybder de første årene før det deretter starter å utvikle litt større spordybder. Den bitumenstabiliserte strekningen har en relativt stor sporutvikling initialt, for deretter å vise en noe avtakende tendens.

I Figur 30 under er 90 % fraktilet for de undersøkte strekningene plottet mot antall år siden forsterkningen er utført. Det er ikke lagt nytt dekke i tidsrommet mellom forsterkningene og målingene.



Figur 30 - Strekningsspordybde for de undersøkte strekningene

Ønsket situasjon er at punktene skal være nærmest mulig nede høyre hjørne i plottet, og oppe i venstre hjørne beskriver verst mulig situasjon. Det er helt tydelig at de to strekningene (3 punkt) med penetrert pukk som bærelagsmateriale over god undergrunn har den absolutt gunstigste utviklingen. Strekningen med bitumenstabilisert grus plasserer seg ikke spesielt godt på tross av at undergrunnen ser ut til å være god. Det skal bemerkes at undergrunnen for denne strekningen ikke er fullt like god som for de to strekningene nede til høyre. Trafikkbelastningen på strekningen er også vesentlig større med en ÅDT på 2200. For de to punktene til Fv33 er det bemerkelsesverdig at det oransje punktet som også var angitt å være på god undergrunn da ikke plasserer seg lenger ned i grafen.

Den store forskjellen mellom denne penetreringen og de andre penetreringene i plottet er tykkelsen på laget. Det ser ut til at tykkelsen på angitte 37 millimeter ikke har vært vellykket, og dette heller ikke der undergrunnen er god. Hva som er årsaken til dette kan være usikkert, men det er interessant med tanke på den kombinerte stabiliseringen og penetreringen (Fv51 og Fv52 i Troms) nevnt tidligere i oppgaven.

6. Konklusjoner

6.1. Drøfting

Resultatene fra denne oppgaven vil i hovedsak være fra tre deler: Litteratur, referansestrekninger og NVDB-data.

I litteraturen har det blitt benyttet både gamle og nye kilder, samt samtaler med fagpersoner. Det som har kommet fram stemmer for det meste overens med hverandre, og bekreftes også i stor grad av resultatene i undersøkelsen av tilstandsutviklingene.

Det framkommer fra flere kilder at bitumenstabilisering ikke er tilfredsstillende på dårlig undergrunn. Resultatene viser også tydelig at sporutviklingen er stor og levetiden kort. Flere kilder beskriver også utfordringer med at herdetid medfører liten initialstyrke hos bærelag av bitumenstabilisert grus. Dette finnes også igjen i alle resultater som foreligger i denne oppgaven, hvor det er stor sporutvikling i starten. Dette spesielt sammenlignet med resultatene for strekningene med bærelag av penetrert puk.

Sporutviklingen er også relativt stor for strekningen med god undergrunn og bitumenstabilisert grus som bærelag. Denne strekningen har en høyere ÅDT enn hva de andre strekningene undersøkt ved bruk av NVDB-data, og det blir i så måte ikke helt rett å sammenligne sporutviklingen direkte. Tilstandsutviklingen for strekningen er likevel ikke helt tilfredsstillende med hensyn til spordybder. Dette kan skyldes flere ulike faktorer ifølge litteraturen. Riktig bindemiddelinhold og type, riktig størrelse og kornfordeling på tilsatt grus, og riktig vanninnhold for å sikre optimal komprimering i felt er faktorer som er viktige for en vellykket stabilisering.

Fra litteratur kommer det fram at penetrert puk har gode lastfordelende egenskaper og er fleksibelt. Dette bekreftes i stor grad av resultatene både fra referansestrekningene og NVDB-data. Både for strekningene med meget lav trafikkmengde, men også for strekninger med litt større trafikkmengder. Referansestrekningen på europaveg 6 har en tungtrafikkmengde på 400, og har likevel ikke stor sporutvikling.

Det kan ikke konkluderes noe om hvordan penetrert puk over dårlig undergrunn fungerer. Det kan derimot antydes fra resultatene at tynn penetrering over dårlig undergrunn ikke er en god løsning. Disse resultatene viser imidlertid også at denne tynne penetreringen heller ikke var vellykket over god undergrunn. Litteratur gir at tynn penetrering er vellykket i Sverige, men dette var utført i to lag. Hvordan tynn penetrering fungerer, og hvorfor det eventuelt ikke fungerer her er noe som bør undersøkes videre. Spesielt med tanke på forsterkningen utført på Fv51 og Fv52 i Troms, hvor stabilisering er kombinert med en tynn penetrering.

Ulemper ved bruk av penetrert puk i 10 centimeters tykkelse blir ikke funnet i noen resultater i denne oppgaven. Fra litteraturen og samtaler med fagpersoner kommer det fram noen praktiske utfordringer. Dette er forhold som er vanskelig å finne i tilstandsmålinger i form av nedbøyningsmålinger, spor- og jevnhetsmålinger.

”Vanlig” tykk penetrering bygger vegen opp, og vegen må enten gjøres smalere enn utgangspunktet eller legges i full bredde uten skulder utenfor penetreringen. Dette vil kunne medføre dårlig innspenning og bratt kant i vegskråningen. For smale vegger med bratte vegskråninger i

utgangspunktet kan dette medføre et problem. Det er også en utfordring dersom forsterkningen ikke er vellykket ettersom penetrert pukk med grov pukkkfraksjon ikke lar seg frese. Dette er et argument for ikke å benytte penetrert pukk med grov pukkkfraksjon i tunneler, da dette kan medføre problemer med høyde i tunnelen dersom det må gjøres ytterligere tiltak.

For bitumenstabilisering argumenteres det også med at det er en metode som forbedrer de eksisterende grusmaterialene og dermed er miljøvennlig, da grus er en begrenset naturressurs.

6.2 Validitet av resultatene

Resultatene i denne oppgaven har ulik grad av validitet. Det gjort noen antakelser og det er noen feilkilder som aksepteres. Disse er forklart der det er gjort, og det konkluderes ikke entydig på bakgrunn av dette utelukkende.

For litteraturstudiet er det flere muntlige opplysninger fra ulike fagpersoner som ikke benyttes direkte i oppgaven, og som derfor ikke er referanser, men som i stor grad stemmer overens med det som er funnet i litteraturen. Slike fagpersoner kan være ansatte ved universitet, kontrollingeniører og overingeniører i vegteknologi i Statens vegvesen.

For bitumenstabilisert grus har det ikke lyktes å finne nok strekninger over god undergrunn til å konkludere om materialet for andre forhold enn undergrunnen. Dette er uheldig, og gjør at det er svært vanskelig å konkludere om tilstandsutviklingen hvor dette bærelagsmaterialet er benyttet ved forsterkning.

Klimaforholdene er forholdsvis likt for strekningene undersøkt med bruk av NVDB-data. Det er ikke gjort veldig inngående undersøkelser av dette, men det antas å ha liten betydning sammenlignet med usikkerhet rundt blant annet undergrunn og overbygningstykkelser.

6.3 Konklusjon

En rangering av bærelagsmaterialene bør ikke gjøres på bakgrunn av denne oppgaven. Det foreligger for få strekninger, spesielt for bitumenstabilisert grus, til å kunne gjøre dette. Konklusjonen er gjort på bakgrunn av både litteratur og resultater i denne oppgaven.

- Bitumenstabilisert grus bør ikke benyttes som bærelagsforsterkning på veger med dårlig undergrunn.
- Bitumenstabilisert grus egner seg best for strekninger hvor bærelaget har høyt finstoffinnhold og består av vannømfintlige materialer.
- Bitumenstabilisert grus kan være fordelaktig å bruke på veldig smale veger. Dette spesielt med tanke på å få etablert en stabilisert skulder, samt at vegen ikke gjøres enda smalere.
- Det er veldig viktig med gode kunnskaper og undersøkelser av eksisterende dekke og bærelag før prosjektering av bitumenstabilisert grus. Dette for å kunne oppnå riktig kornfordeling, riktig bindemiddelinhold og type, samt oppnå god kompaktering.
- Bitumenstabilisert grus egner seg ikke å bruke dersom det er stor stein høyt i vegoverbygningen.
- Penetrert pukke i 10 centimeters tykkelse og med grov pukkefraksjon over god undergrunn fungerer godt og har en beskjeden sporutvikling.
- Penetrert pukke bør ikke benyttes til forsterkning av veldig smale veger med bratte og ustabile vegskråninger og ustabil skulder.
- Penetrert pukke kan være uheldig ved bruk i tunnel på grunn av manglende mulighet til å kunne freses, bort dersom forsterkningen ikke har vært vellykket.
- God kontroll og tilpasning under utførelse er viktig.

6.4 Videre undersøkelser

Effekten av andre parametre enn undergrunn for bitumenstabilisert grus bør undersøkes. Da gjerne bindemiddelinhold, kompaktering og fordeling av bindemiddel under utførelse. Dette bør være på strekninger som overvåkes spesifikt for dette under utførelse og kontrolleres regelmessig i årene etter.

Hvordan kombinasjonen av bitumenstabilisering og penetrering fungerer. Her er Fv51 og Fv52 i Troms strekninger som kan være aktuelle.

Hvordan tynn penetrering fungerer som forsterkningstiltak, og hvilke parametre som påvirker tilstandsutviklingen.

Bibliografi

- Aursand, P. O., & Solbakk, K.-F. (2013, Desember 04). Årsak til hvorfor forsterkningene er utført på ulik undergrunn. (G. L. Wian, Intervjuer)
- Bakløkk, L. J. (u.d.). FVF seminar "Forsterkningsmetoder". *Norske erfaringer med In situ stabilisering med bitumen*. Sintef Bygg og miljø.
- Jacobson, T. (2010, Oktober 28). *Overflatebehandlinger*. Hentet fra http://www.vegvesen.no/_attachment/184095/binary/355381?fast_title=Overflatebehandling.+Status+hos+oss+%E2%80%93+smakebiter+fra+Sverige.pdf
- Lerfald, B. O. (2010). *Interreg Et mer funksjonelt vegnett i øst-vest-retning i Jämtland/Trøndelag*. Hentet fra http://www.vegvesen.no/_attachment/181530/binary/348300
- Melby, K., Hansen, T., & Sand, H. (1980, Desember). Stabiliserte bærelag. *En teknisk-økonomisk erfaringsutvikling*. Bodø: Nordland vegkontor.
- Meteorologisk institutt. (2013, Desember 5). *yr.no Værstatistikk for Brønnøysund lufthavn*. Hentet fra http://www.yr.no/sted/Norge/Nordland/Br%C3%B8nn%C3%B8y/Br%C3%B8nn%C3%B8ysund_lufthavn_m%C3%A5lestasjon/statistikk.html
- Meteorologisk institutt. (2013, Desember 5). *yr.no Værstatistikk for Drag, Tysfjord*. Hentet fra http://www.yr.no/sted/Norge/Nordland/Tysfjord/Drag_m%C3%A5lestasjon/statistikk.html
- Meteorologisk institutt. (2013, Desember 05). *yr.no Værstatistikk for Harstad (stadion)*. Hentet fra <http://www.yr.no/sted/Norge/Troms/Harstad/Harstad/statistikk.html>
- NVDB. (2013, August 28). Bærelag Nordland. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, August 28). Dekke Finnmark. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, August 28). Dekke Nordland. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, August 28). Dekke Troms. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, September). Nedbøyningsmåliner Nordland. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, September). Nedbøyningsmålinger Troms. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, August 28). Oppgravingslag Finnmark. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, August 28). Oppgravingslag Nordland. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.

- NVDB. (2013, August 28). Oppgravingslag Troms. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, September). Spormåling Nordland. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, September). Spormåling Troms. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, August 28). ÅDT Nordland. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- NVDB. (2013, August 28). ÅDT Troms. Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NLOD) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen.
- ROADDEX. (u.d.). *ROADDEX E-learning Metoder for undersøkelser og kontroll*. Hentet Desember 6, 2013 fra <http://www.roadex.org/index.php/permanente-deformasjoner4#4.1.9>
- Robertsen, K. R., & Olsen, P. K. (2013, November 14). Samtale om utfordringer ved bruk av Pp og Bg til bærelagsforsterkning. (G. L. Wian, Intervjuer)
- Statens vegvesen. (1996, September). Håndbok 193 Skadekatalog for bituminøse vegdekker. Oslo: Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. (2002). *Rapport nr. 117 Bitumenstabilisering av bærelag med fres - Erfaringsinnsamling*. Oslo: Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. (2011, Januar). Håndbok 018 Vegbygging. Oslo: Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. (2012, August). Håndbok 111 Standard for drift og vedlikehold av riksveger. Oslo: Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. (2012, Oktober 3). Vegkonstruksjon. *Metode for tiltak på eksisterende veger med lav bæreevne*. Region nord, Ressursavdelingen, Geo- og laboratorieseksjonen .
- Statens vegvesen, Region nord. (u.d.). Referansemappe 18-102-003. *Ev6 hp4*. Bodø: Geo og laboratorieseksjonen.
- Statens vegvesen, Region nord. (u.d.). Referansemappe 18-202-010. *Ev10 hp26*. Bodø: Geo og laboratorieseksjonen.
- Statens vegvesen, Region nord. (u.d.). Referansemappe 18-202-019. *Fv826 hp1*. Bodø: Geo og laboratorieseksjonen.
- Statens vegvesen, Region nord. (u.d.). Referansemappe 18-202-020. *Fv835 hp3*. Bodø: Geo og laboratorieseksjonen.
- Statens vegvesen, Region nord. (u.d.). Referansemappe 18-404-022. *Fv820 hp10*. Bodø: Geo og laboratorieseksjonen.

Uthus, N. (u.d.). *Faktorer som har betydning for bæreevnen*. Hentet fra [http://www.vegvesen.no/_attachment/181531/binary/348301?fast_title=Faktorer+som+har+betydning+for+b%C3%A6reevnen+\(pdf\)](http://www.vegvesen.no/_attachment/181531/binary/348301?fast_title=Faktorer+som+har+betydning+for+b%C3%A6reevnen+(pdf))

MASTEROPPGAVE

(TBA4940, Veg, masteroppgave)

HØSTEN 2013

for

Greger Lyngedal Wian

Erfaringer med ulike bærelag ved forsterkning av veg i Region nord

BAKGRUNN

Materialbruken i vegkonstruksjoner har fra den perioden Statens vegvesen var organisert fylkesvis variert fra landsdel til landsdel og fra fylke til fylke, avhengig av klimatiske forhold, materialtilgang, tradisjon og til en viss grad interesse hos sentrale personer. Etter overgangen til regioner har dette delvis fortsatt, men en viss regionvis koordinering har nok funnet sted. I Region nord har eksempelvis de mest brukte bærelagsmaterialene ved forsterkning av veg de senere årene vært bitumenstabilisert grus (Bg) og penetrert pukk (Pp). Disse bærelagstypene er brukt i stort omfang på det sekundære vegnettet i regionen.

Det mangler imidlertid for en stor grad en systematisk gjennomgang av effekten de ulike materialtypene har på levetid og generell tilstandsutvikling. Fra rundt 1990 har en i Norge utført årlige spor- og jevnhetsmålinger på store deler av det vegnettet som fram til 1.1.2010 utgjorde riksevegene, og en har her et omfattende datagrunnlag for en mulig vurdering av effekten ulike materialer har på disse og andre tilstandsparametre. Sammenholdt med data for klima, trafikk, undergrunn, konstruksjon ellers og evt. byggemetoder kan dette gi grunnlag for en rangering av ulike materials innvirkning på vegkonstruksjonens levetid. Sammen med kostnadsdata vil dette kunne gi estimat for kostnadseffektivitet av ulike alternativer.

OPPGAVE

Beskrivelse av oppgaven

Denne masteroppgaven omhandler bærelagsmaterialer ved forsterkning av lavtrafikkerte veger, og tar spesielt sikte på å sammenligne tilstandsutvikling og levetid for veger forsterket med ulike bærelagstyper. Videre skal en se på tilstanden til selve bærelaget i form av nedknusing, oppsprekking etc., og utføre bæreevne målinger på enkelte utvalgte strekninger.

Målsetting og hensikt

En viktig målsetting med oppgaven er å fremskaffe kunnskap om tilstandsutviklingen og nåværende tilstand for lavtrafikkerte veger i Region nord som er forsterket, og der det er brukt ulike bærelagstyper ved forsterkningsarbeidet. En skal sammenligne slike parametre for ulike materialer og utførelsesmetoder, og på basis av dette prøve å komme med anbefalinger om hvilke materialer og metoder som bør benyttes under ulike grunnforhold og for ulike trafikale og klimatiske forutsetninger, og også påpeke eventuelle gevinster og ulemper ved de ulike materialene/metodene.



Deloppgaver og forskningsspørsmål

Viktige deloppgaver vil dermed være:

- Gjennomføring av et litteraturstudium for å finne eventuell nasjonal eller internasjonal dokumentasjon av effekter av ulike bærelagsmaterialer ved forsterkningsarbeider. Dette skal omfatte dokumentasjon av både total levetid og utviklingen fram til oppnådd levealder, samt utløsende årsak til eventuelle påfølgende tiltak.
- Sette opp en hypotese om hvilke parametre som vil kunne påvirke tilstandsutviklingen for forsterkningsprosjekter.
- Gjennomgang av ferdigvegrapporter og lignende for å finne kandidatstrekninger i Region nord som med utgangspunkt i hypotesen i punktet over vil kunne egne seg for egne analyser av tilstandsutvikling for forsterkningsprosjekter med ulike bærelagsmaterialer.
- Søk i NVDB for å finne data og deretter analysere tilstandsutviklingen for disse forsterkningsprosjektene.
- Gjøre en vurdering av enkelte av disse strekningene som kan egne seg for egne feltforsøk. Dette bør være strekninger med ulike bærelagsmaterialer og med et visst spekter i de andre påvirkningsfaktorene.
- Gjennomføre feltforsøk i form av tilstandsregistrering, oppgraving og/eller nedbøyningsmålinger på de utvalgte strekningene.
- På basis av utførte analyser og målinger/registreringer konkludere hvordan ulike bærelagsmaterialer påvirker vegens tilstandsutvikling under ulike forhold.
- Hvis mulig, konkludere om og i tilfelle hvordan ulike utførelsesforhold (utstyr, materialvarianter, værforhold etc.) påvirker tilstandsutviklingen.
- Oppsummere og sammenligne resultater og erfaringer fra de ulike analysene/undersøkelsene som er utført, og hvis mulig rangere de ulike materialene.
- Komme med anbefalinger om hvilke materialer/metoder som (ikke) bør brukes ved forsterkningstiltak under ulike forhold, og oppsummere fordeler og ulemper med de ulike materialene/metodene.
- Anslå eventuelle gevinster ved bruk av alternative materialer for konkrete prosjekter.

GENERELT

Oppgaveteksten er ment som en ramme for kandidatens arbeid. Justeringer vil kunne skje underveis, når en ser hvordan arbeidet går. Eventuelle justeringer må skje i samråd med faglærer ved instituttet.

Ved bedømmelsen legges det vekt på grundighet i bearbeidningen og selvstendighet i vurderinger og konklusjoner, samt at framstillingen er velredigert, klar, entydig og ryddig uten å være unødig voluminøs.

Besvarelsen skal inneholde

- standard rapportforside (automatisk fra DAIM, <http://daim.idi.ntnu.no/>)
- tittelside med ekstrakt og stikkord (mal finnes på siden <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>)
- forord
- sammendrag på norsk og engelsk (studenter som skriver sin masteroppgave på et ikke-skandinavisk språk og som ikke behersker et skandinavisk språk, trenger ikke å skrive sammendrag av masteroppgaven på norsk)
- innholdsfortegnelse inklusive oversikt over figurer, tabeller og vedlegg
- om nødvendig en liste med beskrivelse av viktige betegnelser og forkortelser benyttet
- hovedteksten
- referanser til kildemateriale som ikke er av generell karakter, dette gjelder også for muntlig informasjon og opplysninger.
- oppgaveteksten (denne teksten signert av faglærer) legges ved som Vedlegg 1.
- besvarelsen skal ha komplett paginering (sidenummerering).

Besvarelsen kan evt. utformes som en vitenskapelig artikkel. Arbeidet leveres da også med rapportforside og tittelside og om nødvendig med vedlegg som dokumenterer arbeid utført i prosessen med utforming av artikkelen.

Se forøvrig «Råd og retningslinjer for rapportskrivning ved prosjektarbeid og masteroppgave ved Institutt for bygg, anlegg og transport». Finnes på <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>

Hva skal innleveres?

Rutiner knyttet til innlevering av masteroppgaven er nærmere beskrevet på <http://daim.idi.ntnu.no/>. Trykking av masteroppgaven bestilles via DAIM direkte til Skipnes Trykkeri som leverer den trykte oppgaven til instituttkontoret 2-4 dager senere. Instituttet betaler for 3 eksemplarer, hvorav instituttet beholder 2 eksemplarer. Ekstra eksemplarer må bekostes av kandidaten/ eksternt samarbeidspartner.

Ved innlevering av oppgaven skal kandidaten levere en CD med besvarelsen i digital form i pdf- og word-versjon med underliggende materiale (for eksempel datainnsamling) i digital form (f. eks. excel). Videre skal kandidaten levere innleveringsskjemaet (fra DAIM) hvor både Ark-Bibl i SBI og Fellestjenester (Byggsikring) i SB II har signert på skjemaet. Innleveringsskjema med de aktuelle signaturene underskrives av instituttkontoret før skjemaet leveres Fakultetskontoret.

Dokumentasjon som med instituttets støtte er samlet inn under arbeidet med oppgaven skal leveres inn sammen med besvarelsen.

Besvarelsen er etter gjeldende reglement NTNUs eiendom. Eventuell benyttelse av materialet kan bare skje etter godkjenning fra NTNU (og eksternt samarbeidspartner der dette er aktuelt). Instituttet har rett til å bruke resultatene av arbeidet til undervisnings- og forskningsformål som om

det var utført av en ansatt. Ved bruk ut over dette, som utgivelse og annen økonomisk utnyttelse, må det inngås særskilt avtale mellom NTNU og kandidaten.

(Evt) Avtaler om ekstern veiledning, gjennomføring utenfor NTNU, økonomisk støtte m.v.

Dersom det er inngått/skal inngås avtale om økonomisk utgiftsdekning fra Statens vegvesen vises det til avtaleteksten for de betingelsene som må være oppfylt for at avtalt beløp utbetales. Se <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank> for avtaleskjema.

Helse, miljø og sikkerhet (HMS):

NTNU legger stor vekt på sikkerheten til den enkelte arbeidstaker og student. Den enkeltes sikkerhet skal komme i første rekke og ingen skal ta unødige sjanser for å få gjennomført arbeidet. Studenten skal derfor ved uttak av masteroppgaven få utdelt brosjyren "Helse, miljø og sikkerhet ved feltarbeid m.m. ved NTNU".

Dersom studenten i arbeidet med masteroppgaven skal delta i feltarbeid, tokt, befarings, feltkurs eller ekskursjoner, skal studenten sette seg inn i "Retningslinje ved feltarbeid m.m.". Dersom studenten i arbeidet med oppgaven skal delta i laboratorie- eller verkstedarbeid skal studenten sette seg inn i og følge reglene i "Laboratorie- og verkstedhåndbok". Disse dokumentene finnes på fakultetets HMS-sider på nettet, se <http://www.ntnu.no/ivt/adm/hms/>.

Studenter har ikke full forsikringsdekning gjennom sitt forhold til NTNU. Dersom en student ønsker samme forsikringsdekning som tilsatte ved universitetet, anbefales det at han/hun tegner reiseforsikring og personskadeforsikring. Mer om forsikringsordninger for studenter finnes under samme lenke som ovenfor.

Innleveringsfrist:

Arbeidet med oppgaven starter 19. august 2013

.

Besvarelsen leveres senest ved registrering i DAIM innen 13. januar 2014 kl 1500.

Faglærer ved instituttet: Helge Mork

Veileder (eller kontaktperson) hos ekstern samarbeidspartner: Per Otto Aursand, Statens vegvesen, Region nord

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

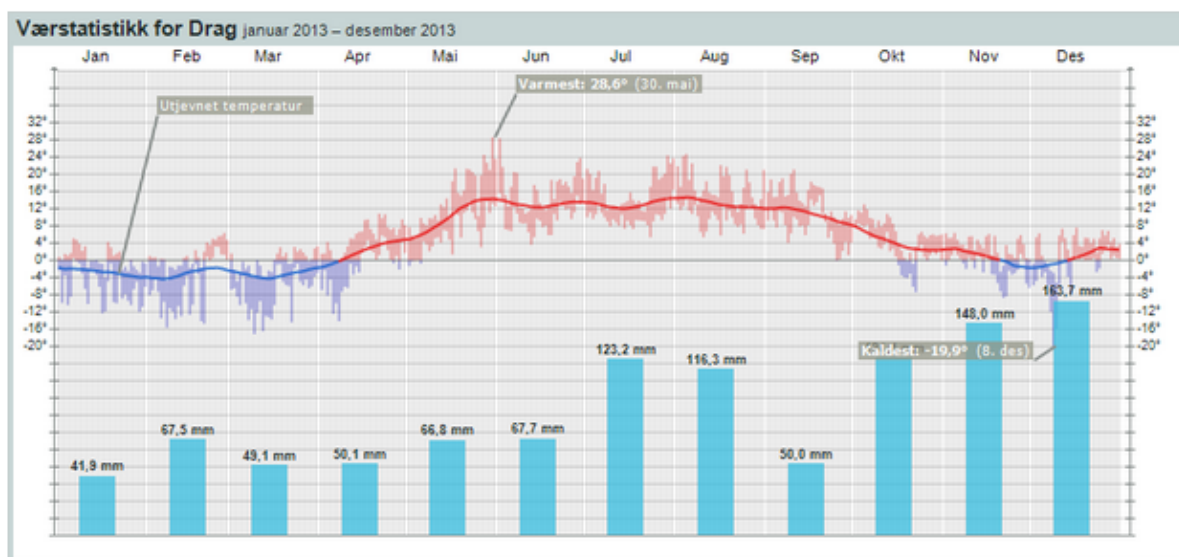
Dato: 20.08.2013, (revidert: dd.mm.2013)

Underskrift



Faglærer

Bilag II – Værstatistikk Fv835 og Fv81 (Meteorologisk institutt, 2013)

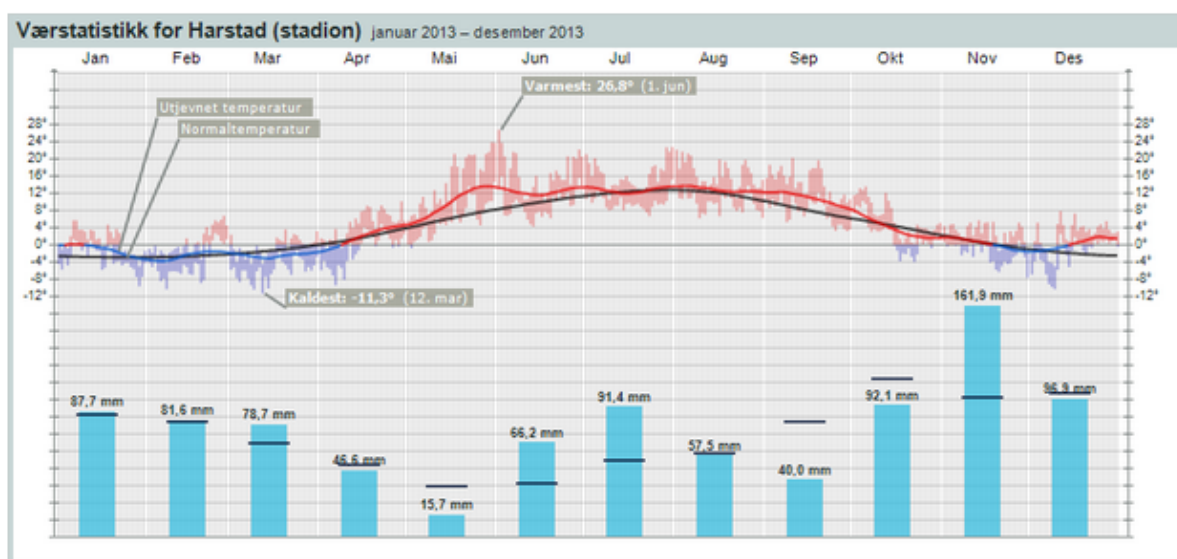


☒ Forklaring til grafen.

Tabellvisning for temperatur og nedbør per måned

Måneder	Temperatur				Nedbør			Vind	
	Gjennomsnitt	Normal	Varmest	Kaldest	Totalt	Normal	Mest på ett døgn	Gjennomsnitt	Sterkest vind
des 2013	0,6*		7,6* 16. des	-19,9* 8. des	163,7 mm		43,9 mm 11. des	3,1 m/s	13,4 m/s 11. des
nov 2013	1,1*		6,4* 4. nov	-8,7* 21. nov	148,0 mm		23,6 mm 28. nov	3,2 m/s	14,3 m/s 16. nov
okt 2013	4,4*		13,0* 4. okt	-7,4* 22. okt	124,4 mm		12,2 mm 31. okt	3,1 m/s	12,8 m/s 15. okt
sep 2013	10,7*		21,1* 10. sep	-0,1* 25. sep	50,0 mm		11,6 mm 5. sep	2,5 m/s	9,1 m/s 16. sep
aug 2013	13,1*		24,7* 4. aug	5,4* 10. aug	116,3 mm		29,3 mm 27. aug	2,4 m/s	8,8 m/s 17. aug
jul 2013	13,1*		24,4* 29. jul	5,4* 23. jul	123,2 mm		26,5 mm 3. jul	2,9 m/s	10,6 m/s 14. jul
jun 2013	13,0*		28,4* 1. jun	3,6* 12. jun	67,7 mm		14,8 mm 8. jun	2,7 m/s	8,4 m/s 3. jun
mai 2013	10,4*		28,6* 30. mai	-1,3* 1. mai	66,8 mm		20,3 mm 16. mai	2,9 m/s	11,0 m/s 19. mai
apr 2013	2,0*		10,9* 21. apr	-14,1* 7. apr	50,1 mm		9,3 mm 21. apr	2,7 m/s	11,2 m/s 3. apr
mar 2013	-3,8*		3,3* 31. mar	-17,1* 9. mar	49,1 mm		9,7 mm 1. mar	3,2 m/s	10,5 m/s 5. mar
feb 2013	-2,2*		6,4* 27. feb	-15,6* 7. feb	67,5 mm		13,6 mm 26. feb	3,0 m/s	11,8 m/s 27. feb
jan 2013	-2,7*		5,1* 6. jan	-12,3* 16. jan	41,9 mm		18,2 mm 19. jan	2,9 m/s	9,6 m/s 19. jan

Bilag III - Værstatistikk Fv83 (Meteorologisk institutt, 2013)

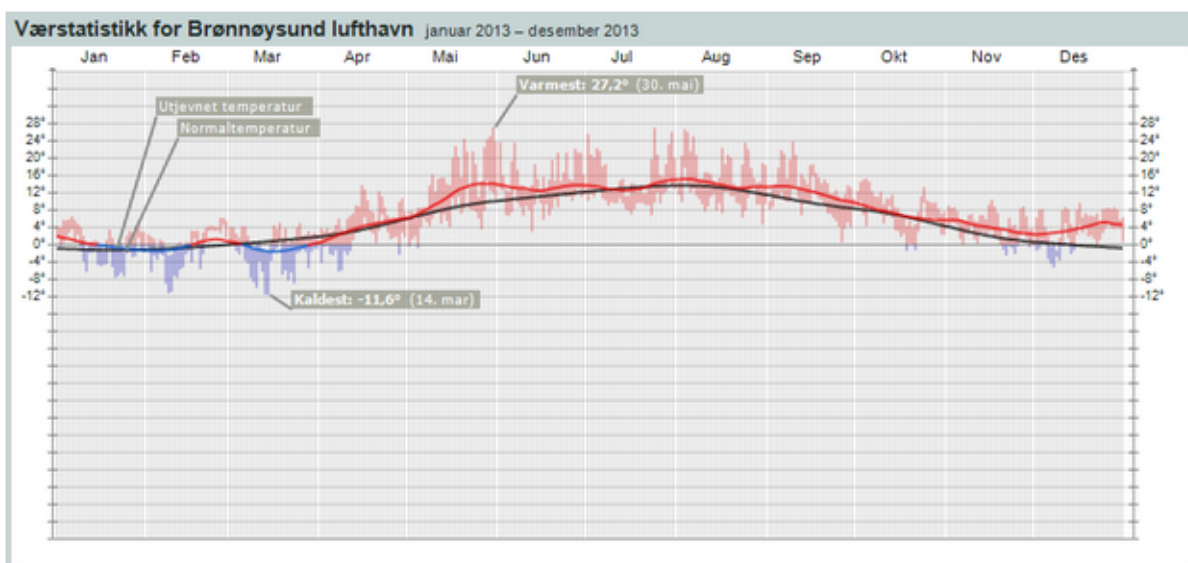


[Forklaring til grafen.](#)

Tabellvisning for temperatur og nedbør per måned

Måneder	Temperatur				Nedbør			Vind	
	Gjennomsnitt	Normal	Varmest	Kaldest	Totalt	Normal	Mest på ett døgn	Gjennomsnitt	Sterkest vind
des 2013	0,2°	-1,9°	7,9° 11. des	-10,3° 9. des	96,9 mm	100,0 mm	21,1 mm 3. des	2,1 m/s	13,5 m/s 13. des
nov 2013	0,4°	0,5°	5,7° 13. nov	-7,6° 30. nov	161,9 mm	97,0 mm	30,1 mm 28. nov	2,6 m/s	15,9 m/s 25. nov
okt 2013	4,1°	4,3°	13,6° 5. okt	-4,0° 22. okt	92,1 mm	110,0 mm	12,1 mm 12. okt	2,1 m/s	16,3 m/s 15. okt
sep 2013	10,8°	8,1°	20,3° 10. sep	3,2° 29. sep	40,0 mm	80,0 mm	7,9 mm 7. sep	1,5 m/s	6,3 m/s 18. sep
aug 2013	12,8°	11,9°	22,1° 1. aug	6,2° 9. aug	57,5 mm	58,0 mm	13,4 mm 22. aug	1,7 m/s	6,7 m/s 1. aug
jul 2013	12,7°	12,3°	22,8° 31. jul	6,7° 23. jul	91,4 mm	53,0 mm	23,8 mm 3. jul	1,9 m/s	8,1 m/s 21. jul
jun 2013	12,4°	9,9°	26,8° 1. jun	4,3° 13. jun	66,2 mm	37,0 mm	19,0 mm 8. jun	2,0 m/s	6,8 m/s 1. jun
mai 2013	9,9°	6,2°	23,9° 30. mai	-0,8° 2. mai	15,7 mm	35,0 mm	4,4 mm 7. mai	2,0 m/s	6,5 m/s 7. mai
apr 2013	1,7°	1,8°	10,1° 29. apr	-9,4° 6. apr	46,6 mm	50,0 mm	8,5 mm 4. apr	2,3 m/s	12,3 m/s 2. apr
mar 2013	-3,0°	-1,2°	3,6° 20. mar	-11,3° 12. mar	78,7 mm	65,0 mm	12,0 mm 8. mar	2,8 m/s	17,8 m/s 7. mar
feb 2013	-1,8°	-2,6°	6,8° 27. feb	-10,3° 7. feb	81,6 mm	80,0 mm	14,5 mm 26. feb	1,5 m/s	11,4 m/s 26. feb
jan 2013	-1,2°	-2,8°	5,7° 6. jan	-9,6° 29. jan	87,7 mm	85,0 mm	30,5 mm 19. jan	2,4 m/s	13,8 m/s 22. jan

Bilag IV – Værstatistikk Fv33 (Meteorologisk institutt, 2013)



[Forklaring til grafen.](#)

Tabellvisning for temperatur og nedbør per måned

Måneder	Temperatur				Vind	
	Gjennomsnitt	Normal	Varmest	Kaldest	Gjennomsnitt	Sterkest vind
des 2013	3,7°		9,6° 16. des	-5,2° 7. des	6,7 m/s	19,5 m/s 16. des
nov 2013	4,1°		10,4° 16. nov	-2,5° 21. nov	6,0 m/s	21,9 m/s 17. nov
okt 2013	7,4°		15,3° 4. okt	-1,4° 18. okt	4,0 m/s	15,5 m/s 23. okt
sep 2013	12,0°		23,8° 9. sep	0,5° 26. sep	3,4 m/s	18,2 m/s 16. sep
aug 2013	14,1°		26,7° 3. aug	4,7° 30. aug	4,1 m/s	13,7 m/s 19. aug
jul 2013	13,5°		27,0° 24. jul	6,8° 23. jul	4,1 m/s	12,7 m/s 9. jul
jun 2013	12,8°		23,7° 1. jun	3,0° 12. jun	3,2 m/s	11,8 m/s 13. jun
mai 2013	11,6°		27,2° 30. mai	-0,8° 4. mai	4,5 m/s	16,3 m/s 3. mai
apr 2013	3,9°		13,8° 15. apr	-6,2° 7. apr	4,7 m/s	12,9 m/s 15. apr
mar 2013	-1,1°		5,1° 18. mar	-11,6° 14. mar	4,2 m/s	16,1 m/s 6. mar
feb 2013	0,0°		6,2° 26. feb	-11,2° 8. feb	4,3 m/s	14,4 m/s 26. feb
jan 2013	0,4°		6,6° 6. jan	-7,6° 21. jan	3,4 m/s	13,7 m/s 26. jan